
FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO


FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

EL ARCO FUNICULAR

ENSAYOS SOBRE UN NUEVO SISTEMA DE PUENTE

ORIGINAL DE **D. FERNANDO GALLEGO HERRERA**, INGENIERO DE CAMINOS, EX-DIRECTOR DE LAS OBRAS DEL FERROCARRIL SUBTERRANEO DE LA DIAGONAL A LA PLAZA DE CATALUÑA (CALLE DE BALMES, BARCELONA)



IMPRENTA
Plaza de los Mostenses, 7. Telfno. 15081
VIUDA Y SOBRINO DE J. CORRALES
MADRID







A. Ciarán. Fo.

MODELO DE ENSAYO





El Arco Funicular

INTRODUCCION

Dos años de ininterrumpida actividad profesional en materia de construcción, especialmente de hormigón armado, nos han mantenido en íntimo contacto con la realidad, a cuyo calor hemos concebido las estructuras, apartándonos de formas y procedimientos rutinarios. Nuestro contacto llegó a ser tan estrecho, que en ocasiones, no contentos con vivir la construcción en todas sus fases, guiábamos, por decirlo así, la mano del obrero, a través de cuyo instinto sentíase una fuerte corriente de realidad.

Ejemplos son las estructuras que pudiéramos denominar en semicantílever, de las que hemos construído un nuevo modelo de puente, cuya fué nuestra primera concepción y nuestra última obra (15 de Diciembre). Con esta misma idea proyectamos y construímos los techos de la gran sala subterránea para estación del ferrocarril de Sarriá a Barcelona, con cargas hasta de 5.500 kilos por metro cuadrado.

Inspirado en los sistemas de techos de apoyos fungiformes, proyectamos y construímos un techo plano para almacenes, en que las columnas, distantes 8,50 m. entre ejes, están colocadas al tresbolillo y las armaduras son circunferenciales con otras radiales de repartición y refuerzo.

Introdujimos una nueva estructuración en las bóvedas de los grandes túneles metropolitanos, pudiendo proyectar nervaduras hasta de 36 m. de



luz y gran rebajamiento, y por fin, entre numerosas obras de toda índole, debemos citar, siguiendo esta pauta, por su característica de originalidad, una estructura metálica, provisional y errática, para apeo de las vías del actual ferrocarril de Sarriá, cuyo proyecto fué aprobado por la segunda División técnica y administrativa de Ferrocarriles. Un poco de pausa hubiéramos necesitado para pasar revista a todas estas obras, más el hormigueo de una idea que ha tiempo bullía en nuestro cerebro, nos indujo a llevar a cabo los ensayos que van a constituir el objeto de este trabajo. Trátase, como problema primordial, de realizar una estructura en arco en perfecto estado de compresión pura, como medio de alcanzar las mayores luces con los materiales de que actualmente se puede disponer en la construcción y con la mayor economía, que es regla general en esta índole de obras.

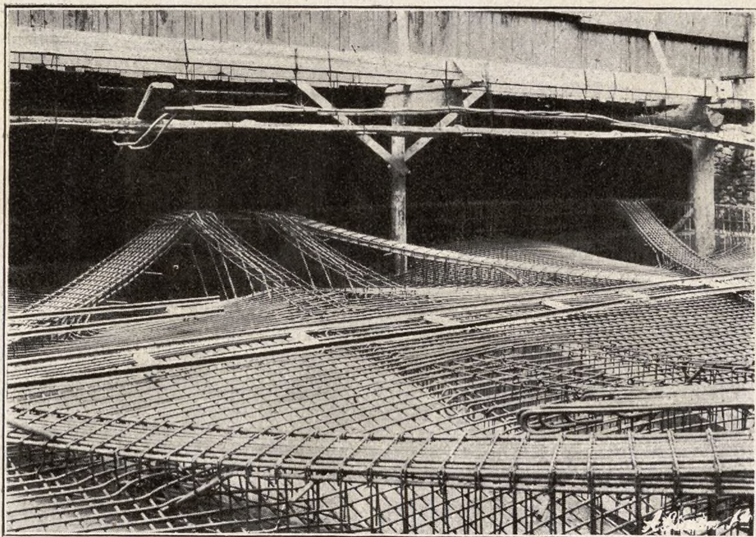
Dividirémos la exposición en dos partes, exponiendo en la primera las ideas fundamentales para elevarnos a la concepción general del sistema por el camino de la síntesis, en la segunda parte.







PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE GRANDES TÚNELES PARA LA ESTACIÓN «PLAZA DE CATALUÑA» DEL FERROCARRIL DE SARRIÁ A BARCELONA, ORIGINAL DEL AUTOR



ESTRUCTURAS DE LA GRAN SALA SUBTERRÁNEA DEL FERROCARRIL DE LA CALLE DE BALMES, PROYECTADAS Y DIRIGIDAS POR EL AUTOR



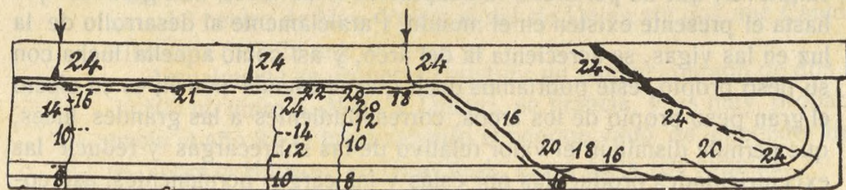
TECHO DE APOYOS FUNGIFORMES AL TRESBOLILLO Y FAJAS DE REFUERZO, PROYECTADO Y DIRIGIDO POR EL AUTOR.=COLOCACIÓN DE ARMADURAS



PARTE PRIMERA

Ideas fundamentales del sistema

La historia de la construcción y su resistencia.—No nos referimos aquí a las vicisitudes de la construcción, bajo los efectos ulteriores a su puesta en carga; nos referimos al período embrionario, al tránsito del no ser al ser de la construcción; este tránsito impone la modalidad de su existencia que, desde el punto de vista que nos ocupa, constituye su estado elástico inicial. Sea el elemento primordial o célula, una viga que para mayor sencillez supondremos apoyada; apuremos su resistencia por la acción de cargas, y para referirnos a un hecho concreto anotemos la viga de ensayo núm. 442 de la Deutschen Ausschusses für Eisenbeton; se trata, como se ve, de dos fuerzas simétricas; la prueba pone de manifiesto que las grietas empiezan a aparecer en la zona central bajo cargas relativamente bajas (8 t.). Al aumentar los pesos se aumentan aquellas fisuras, y solamente cuando se alcanza los 2:3 de la carga de rotura, se inicia el deslizamiento en los apoyos, al par que la grieta inclinada, que no termina en el trasdós, sino que se continúa por el enlace de la cabeza con el alma de la viga, precisamente en el punto de aplicación de la fuerza. La carga máxima provoca por fin la rotura por compresión de la cabeza y el deslizamiento total en los apoyos mantenido hasta este límite gracias al gancho terminal de la armadura.



La acción de las cargas ha provocado un nuevo estado elástico, correspondiente a una fibra comprimida de hormigón, funicular de las cargas, y a una fibra tendida de armadura; este estado elástico se extiende desde los 2:3 hasta el total de la carga de rotura, y su definición previa exigiría el atirantamiento inicial de la armadura, atirantamiento que habría de ser simultáneo con la acción de las cargas, pues de otra forma se originaría un régimen de flexión inverso. De esta forma, lograríamos anular la aparición de grietas en la zona central de hormigón, que para nada coadyuva a la resistencia más que en una primera fase, hasta que ya no puede soportar las cargas de tracción y las deformaciones del hierro, sin agrietarse. Así, pues, el sistema, arco tirante, resiste sin agrietarse hasta los 2:3 de la carga de rotura total, a partir de la cual cede la adherencia y se individualiza el sistema, que acaba por fenecer por rotura de compresión de la cabeza y deslizamiento total, como que de todo intento se ha elegido una pieza de gran cuantía de armadura.

Otros estados elásticos son también provocados en la acción de poner en carga la estructura con su peso propio: descimbrados. Esto tiene notable importancia en los arcos, y en todas las estructuras estables por la combinación de pesos en sus distintas partes.

Vigas y arcos.—Si se seccionan las causas productoras de efectos mecánicos elásticos en dos grupos, a saber: peso propio de la construcción y todas las demás, el arco es el elemento por excelencia para soportar las primeras, así como la viga es el elemento por excelencia para resistir las segundas. La viga se ha ido adaptando a las grandes luces: el alma llena de los pequeños vanos, se ha ido desplegando como consecuencia de la disminución relativa de los esfuerzos cortantes respecto a los momentos de flexión, siempre en la lucha con su peso propio, pasando así a las vigas en celosía y a las vigas de grandes mallas, hoy frecuentemente empleadas. Mas no le bastó con la disminución de su peso; era preciso distribuirlo de forma a reducir los momentos de flexión y a repartir sus valores en la igual resistencia de la viga; de aquí nace el tipo cantílever, que ha permitido la adaptación a las luces más grandes que hasta el presente existen en el mundo. Paralelamente al desarrollo de la luz en las vigas, se acrecienta la del arco, y así como aquella lucha con su peso propio, este podríamos decir que se escuda con él; es en efecto el gran peso propio de los arcos, correspondientes a las grandes luces, que permite disminuir el valor relativo de las sobrecargas y reducir las excentricidades producidas por éstas y las cargas permanentes, así co-



mo las debidas a los efectos de las variaciones de temperatura. El arco, que puede ser definido como un mecanismo de desplazamiento de la energía mecánica, pues convierte las acciones de las fuerzas de gravedad en deformaciones inclinadas de los estribos que le reciben, tiene su virtualidad dependiente de la de éstos, en los que es difícil encontrar en la práctica una rigidez que pueda admitirse como absoluta, y además enseñoreado por su forma, acaba por convertirse en un esclavo de ella, que le prohibe la adaptación a los desniveles térmicos, que le origina fatigas parásitas en su puesta en estado elástico y le hace depender de otras múltiples causas, así internas como externas: el estado higrométrico y las retracciones de fraguado. En parte se ha pretendido obviar estos inconvenientes con los arcos articulados, idea que parece ser debida a Dupuit, y que condujo al arco de dos rótulas y al isostático de tres.

Pero mientras las luces de los arcos metálicos se hallan reducidas por debajo de los 200 metros y sólo alcanzan las de 244, en el de Monongahela; 172,50, en el de Luis I sobre el Duero (Porto); 165 y 160, en arcos de dos rótulas Garabit y María Pía, éste también sobre el Duero, y 150 m. en el viaducto de Austerlitz, con tres rótulas, la viga cantílever alcanza en el año 1889, el enorme vano de 520 m. en el puente de Forth, y aun sobrepasa a la de los puentes colgados de New-Yor, con 486,40 m. el de Williamsbourgh y 488 el de Brooklyn.

Con las restricciones dichas, el arco continúa sus progresos y salva el vano de 300 m. en el de Hell-Gate, en New-York, y actualmente se construye en Sydney un arco metálico de 503 m. de luz. Parelamente la viga-cantílever no detiene en el de Forth su avance, y solamente la catástrofe del 29 de Agosto de 1907 y el accidente del año 16, en las nuevas obras, detiene hasta el año siguiente la terminación del puente de Québec, con 548,61 m. entre ejes de apoyos de ménsulas.

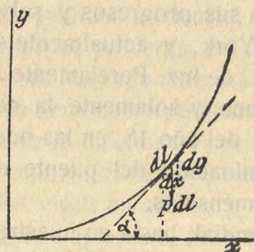
Dicha luz sigue constituyendo el record mundial, hasta en nuestros días en que se ha incrementado extraordinariamente el empleo de los puentes colgados para las grandes luces, gracias a la introducción de la viga de rigidez, como en el de Bear-Mountain sobre el Hudson a 65 km. del centro de New-Yok y el del río Delaware que une Camden con Filadelfia (533,75 m.).

Actualmente se proyecta construir un puente colgado de dos tramos de 500 m. entre S. Malo y Dinard, en Francia, y es muy probable que hacia el año 32 se haya salvado el enorme vano de alrededor de 1.000 m. sobre el Hudson, en New-York, cerca de la 180 avenida.

Hemos observado las deficiencias de una y otra estructura, viga y arco, y resultan de tal forma agrupadas, que vienen a ser las unas el complemento de las otras; así como el arco no puede ser ajeno a las causas que provienen de su esencia misma, por igual manera, la viga mal podrá desasirse de una causa tan intrínseca, como es la de su peso propio. Así, pues, la viga, es el complemento del arco y el arco de la viga; hagamos, pues, un híbrido de los dos, el sistema arco-viga, arco, para los pesos muertos, viga para las restantes causas y ¿cómo lograr esta coexistencia de fases mecánicas distintas?: estratificándolas a través de la historia constructiva; he aquí las dos ideas fundamentales de nuestra solución, pero antes de entrar en detalles hemos de dejar aclarados otros puntos interesantes.

La curva funicular y la fibra media.—La deducción de la curva funicular de un sistema de cargas dado, es un problema de solución tan elemental, que no precisa que insistamos sobre él. En cambio vamos a exponer la marcha encontrada por nosotros, para la deducción de la familia de curvas funiculares de su peso propio.

El procedimiento general puede verse en cualquiera de los tratados de mecánica aplicada, Granda, Peña Boeuf, etc., o en el notable artículo aparecido en la Revista de Obras Públicas, del ilustre Ingeniero señor González Quijano, sobre el sifón del Guadalete.



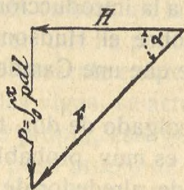


Figura 1.ª

Nuestro procedimiento es tan racional como rápido. En efecto, si llamamos p al peso por unidad de longitud de arco, puesto que la tangente a la curva, cuya ecuación general y = f (x) vamos buscando, es paralela al radio correspondiente del olígono de Varignon, debe verificarse:

$$\frac{d\,y}{d\,x} = \int_0^x \frac{p\,dl.}{H}$$ (fig. 1.ª), y por tanto

$$\frac{d^2\,y}{d\,x^2} = \frac{p}{H} \times \frac{dl}{dx};$$ ecuación que se pudiera haber sentado desde luego, pues sabido es que la derivada segunda representa el



peso por unidad de longitud, salvo un coeficiente de proporcionalidad, que es la base polar.

Ahora bien:

$$dl = \sqrt{dy^2 + dx^2} = dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

y substituyendo en la anterior igualdad se obtiene:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{H} . p \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$, ecuación diferencial de segundo orden que nos resuelve el problema.

En primer lugar, considerando el caso con toda generalidad, *p* no es constante y puesto que representa el peso por unidad de longitud, será proporcional a la sección, y si el arco ha de ser de igual resistencia, la sección habrá de ser proporcional a la fuerza F, en resumen,

$p = k. F$, y si la estructura ideal que buscamos ha de trabajar en todos sus puntos a la carga práctica de resistencia R, se verificará que

$S = \frac{F}{R}$ y además, puesto que la densidad del material Δ es conocida

$p = \Delta . S$, expresando S en m^2., F en toneladas y R en $\frac{ton.}{m^2}$; de cuyas igualdades se deduce que

$p = \Delta . \frac{F}{R}$; además se verifica (véase la figura), que $F^2 = H^2 + P^2$ y $P = H. \operatorname{tg} \alpha = H. \frac{dy}{dx}$, con cuyos valores se obtiene enseguida $F^2 = H^2 \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]$ y por consiguiente

$$p = \frac{\Delta}{R} . H \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$ y si hacemos $\frac{\Delta}{R} = \frac{1}{\varepsilon}$

siendo ε una constante física que después analizaremos, se tiene en resumen



$$p = H. \frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$, valor que sustituído en

la ecuación general diferencial antes hallada, da

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{1}{H} \sqrt{1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2}.\ H. \frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2}$$ o sea

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = \frac{1}{\varepsilon} \left[1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2 \right];\ \frac{d^2 y}{d x^2} - \frac{1}{\varepsilon}.\left(\frac{d y}{d x}\right)^2 - \frac{1}{\varepsilon} = O$$

Ecuación diferencial cuya integración es sencillísima.

Hagamos $\frac{d y}{d x} = z$ y resulta

$$\frac{d z}{d x} - \frac{1}{\varepsilon} z^2 - \frac{1}{\varepsilon} = o;\ d z = \frac{1}{\varepsilon} \left(1 + z^2\right) d x$$

y, $\frac{d z}{1 + z^2} = \frac{1}{\varepsilon} dx$ e integrando arc. tg. $\sqrt{z} + C = \frac{1}{\varepsilon} x$, de

donde se obtiene $x = \varepsilon$. arc. tg. $\sqrt{z} + C$, y por tanto

$z = \text{tg}. \frac{1}{\varepsilon} x$. (C es 0 por ser la curva tangente en el origen al eje de las x que viene a ser la horizontal en la clave por razones de simetría), y como $\frac{d y}{d x} = z$ resulta

$$\frac{d y}{d x} = \text{tg}. \frac{1}{\varepsilon} x,\ y = \frac{1}{\varepsilon}.\ \text{l. cos.} \frac{1}{\varepsilon}.\ x + C$$

siendo la constante C igual a 0 por partir la curva del origen de coordenadas.

Además, siendo $\frac{F}{H} = \frac{S}{S_0}$, resulta $S = S_0 \sqrt{1 + \text{tg}^2 \frac{1}{\varepsilon}.x}$.

Así, pues, obtenemos una curva definida y una ley de variación también definida de sus secciones; partiendo pues de una sección en la clave, llegamos a una luz determinada con su flecha correspondiente, como debiera de ser, pues al fijar S_0 fijamos la reacción en la clave $H = F$ y la infinitamente próxima F_1 en posición y magnitud por componerse de esta y el peso p. dl definido; conocida F_1 conocemos S_1 y de aquí F_2 y así sucesivamente.



Lo mismo la intuición que las fórmulas nos dicen que el valor de H, o sea el de S_0 es de elección; sin embargo en la realidad no ocurrirá así, pues el valor de ε supone un valor fijo para R, el cual si ha de ser admitido en la longitud L de arco supone, por la condición de pandeo, un valor mínimo para S_0.

En las aplicaciones prácticas viene impuesto además por existir otros pesos muertos, tímpanos, tablero, etc., que se suman a las P, pero que no incrementan en cambio las F con su resistencia propia. Dada que sea la ley de variación de esos pesos muertos, se obtiene con la misma sencillez la curva funicular correspondiente a los pesos totales.

Figura 2.ª

Haremos una observación respecto a la curva anteriormente deducida. Hemos visto que

$$\frac{d\,y}{d\,x} = \text{tg.}\ \frac{1}{\varepsilon}.\ x$$ y refiriéndonos al caso concreto del hormigón en masa

$$\begin{matrix}\Delta = 2 \\ R = 500\end{matrix};\quad \frac{d\,y}{d\,x} = \text{tg.}\ \frac{x}{250}$$ y por tanto para

$$\frac{x}{250} = \frac{\pi}{2},\ x = \pi\ \frac{250}{2}$$ el valor de y se hace infinito y también el de $\frac{d\,y}{d\,x}$. Este valor corresponde a un valor de la luz del arco de aproximadamente 800 m.; para la luz mitad, x = 200,

$$\frac{d\,y}{d\,x} = \text{tg.}\ \frac{200}{250} \simeq \text{tg.}\ \frac{\pi}{4} = 1$$ (fig. 2.ª) y la ordenada vale 250.

$$\text{l. cos.} \frac{\pi}{A} = 250\ \text{l.}\ \frac{1}{\sqrt{2}} \simeq 87\ \text{m.},$$ resultando un rebajamiento menor de $\frac{1}{5}$.

La práctica al imponer luces y flechas determinadas, se apartará en parte de la consideración de la igual resistencia del arco, tanto más cuando más se sienta la influencia de su peso sobre el del resto de la estructura; en nuestro arco este factor es el mínimo posible y su disposición permite el logro de la igual resistencia, cualquiera que sean las luces y flechas fijadas de antemano.

Con la aplicación de la curva funicular se ha pretendido encontrar la solución al problema del arco sometido a compresión pura en todas sus secciones y así sería, como en el caso de un hilo, si sus distintas secciones tuvieran libertad de coordinarse entre sí de manera a adoptar la forma única de resistencia que sería la del equilibrio estable, pero no existiendo en el arco este tal estado de equilibrio sus secciones habrán de ser rígidas, desaparecerá aquella libertad y su forma quedará reducida a un concepto puramente geométrico; sométase en efecto este arco al análisis y las reacciones dependerán tanto de su forma como de la rigidez relativa en sus distintas secciones, y aun es preciso ir más allá del análisis, pues dado que una serie de tanteos produjera una forma y



distribución de masas tal, que la reacción en los arranques fuera tangente a la fibra media, esto en nada merma la esencia misma del arco, que es la de rigidez, y por consiguiente la de sufrir flexiones. Tal es el caso del arco de tres rótulas; bajo la acción de cargas permanentes, habiendo adaptado para la fibra media del arco la curva funicular de estas cargas, dicha curva coincide en todo su desarrollo con la fibra por haber de tener tres puntos comunes, pero ni aun en este caso, prescindiendo de todos los demás efectos y las circunstancias naturales, dejarán de existir esfuerzos de flexión; no existirán en el caso de dos tornapuntas articuladas entre sí, en el punto de aplicación de la fuerza y en sus apoyos; en en este caso cada pieza trabajará como un perfecto pie derecho, prescindiendo del peso propio, pero si se tiene en cuenta éste y se adapta la forma de cada pieza a la del funicular correspondiente, a pesar de esta adaptación y coincidencia, existirán esfuerzos de flexión en el sistema, y es que la materia, además de ser extensa, es, en nuestro caso, rígida, y por tanto se adapta a su constitución interna, repartiéndose sus pesos según su forma y según su esencia. Pero si además de ésto se supone, como ocurre en los puentes, que entre dos de las rótulas de un arco de tres, existen esfuerzos concentrados de la superestructura, que a su vez también es rígida, entonces la materia constructiva no solamente busca según su esencia una distribución de su peso propio, sino que también el de las cargas superiores, en relación con la rigidez de la superestructura que las transmite.

En los razonamientos expuestos podría encontrarse punto de apoyo para sustentar el privilegio del arco de dos rótulas sobre el de tres, y es que el de dos está en disposición de admitir una tercera, accidental, cuando por cualquiera de las causas cediera en el punto correspondiente a la sección de más peligro, mientras que el arco de tres rótulas, perdería su estabilidad, y ésta es una de las grandes ventajas de las estructuras hiperestática, al permitir la ayuda mutua de las distintas partes, con tanta más libertad, cuanto mayor sea su grado de hiperestaticidad, repartiéndose los esfuerzos equitativamente entre las fuertes y las débiles; pero lo obligado en todos los casos es someter el arco a un análisis riguroso; precaviéndose contra efectos de todo orden: calentamientos desiguales, retracciones, asientos de estribos, fatigas parásitas, etc., de modo que en ninguna sección puedan producirse fatigas en los materiales por encima de su carga de seguridad.

La estatividad y el coeficiente de mérito.—Desde el punto de vista



que nos ocupa todo material, queda definido por la relación entre las constantes físicas R y Δ; esta relación la hemos designado con la letra ε y la denominamos, no sabemos si propiamente, *estatividad*, y es la resistencia por unidad de peso referida al metro lineal o de otra forma, la resistencia por tonelada de un material, en prisma de un metro de altura.

A continuación insertamos una tabla, en la que hemos deducido la estatividad para los principales materiales empleados en la construcción; partimos de los valores medios y usuales para los coeficientes de elasticidad y de resistencia. La estatividad nos da una idea global del material desde el punto de vista estático, pero como el económico es siempre un factor de gran importancia, hemos introducido un nuevo coeficiente que trasciende ya a la vida social y le denominamos *coeficiente de mérito*, que es la estatividad adquirida en cada material por el coste de una unidad monetaria, o sea una peseta.

Tanto la estatividad como el coeficiente de mérito vienen expresados en toneladas. Así, podemos decir, refiriéndonos al coeficiente de mérito, que con una peseta podemos adquirir una cantidad de acero dulce tal, que colocada en un prisma de un metro de altura, da en sus secciones, una resistencia práctica de 1,70 toneladas, o rápidamente: con una peseta adquirimos, 1,70 toneladas de resistencia en acero dulce; 2,76, en fundición; 3,30, en madera, y 5,00, en el hormigón. Al fijar el precio de la fundición, nos referimos a su empleo, tal como diremos al tratar de nuestro sistema.

El inverso del coeficiente de mérito le llamamos *coeficiente de coste*, por ser el coste de la obtención en cada material, de una resistencia equivalente a una tonelada, en prisma de un metro de altura. Así, para la adquisición de una cantidad de acero dulce tal, que colocada en un prisma de un metro de altura, dé en sus secciones una tonelada de resistencia, gastamos 0,59 pesetas o rápidamente: la adquisición de una tonelada de resistencia de acero dulce nos cuesta 0,59 pesetas; 0,362 de fundición; 0,30 de madera, y 0,20 de hormigón. Descartamos en todo esto, la influencia de pandeo. Lo que más importa aquí son los valores relativos, que nos sirven de escala de comparación de unos materiales con otros.

La madera reune las condiciones de tener, junto a una estatividad muy grande, un coeficiente de mérito también bastante grande.

El hormigón la supera en coeficiente de mérito, pero en cambio tiene estatividad pequeña. Por el contrario, el acero tiene pequeño coeficiente de mérito, bastante mejorado en la fundición. Nos referimos aquí



a los esfuerzos de compresión pura, que son el objeto de nuestro trabajo.

Para los esfuerzos de flexión, el hormigón necesita la ayuda del hierro, de aquí que mezclándose estatividades y coeficientes de mérito antitéticos, pudiera obtenerse un compuesto perfecto: el hormigón armado; pero intervienen entonces otros dos factores, la relación de coeficientes de elacticidad y la adherencia que hacen que el material hierro no se aproveche todo lo que fuera de desear en el seno del hormigón; además, en las zonas estiradas, el hormigón no puede acompañar indefinidamente al hierro.

La madera presenta junto a buenas condiciones mecánicas, salvo el pequeño coeficiente de elasticidad, por poseer además notable resistencia a la tracción, pésimas condiciones constructivas. Los materiales metálicos empleados sólos en la construcción son de excesivo coste, además del correspondiente a su conservación.

En la sección propuesta para nuestro sistema, en las grandes luces, se combina la fundición con el hormigón, pero aquélla se emplea en tubos, cumpliendo el hormigón, más bien el papel de servir de enlace y protección si bien se aprovecha íntegra su existencia, pues al concentrarse en débiles espesores alrededor de los tubos, puede fácilmente seguir los acortamientos elásticos de estos sin agrietarse.





TABLA DE VALORES

MATERIAL	Coef. de elasticidad ton: m²	Límite de elasticidad ton: m²	Carga práctica ton: m²	Densidad ton: m³	Estatividad por m. l.
Hierro ordinario.........	2×10^7	16×10^3	8×10^3	7,85	$1,02 \times 10^3$
» fundido...........	$2,15 \times 10^7$	20×10^3	10×10^3	7,85	$1,27 \times 10^3$
Acero dulce.............	$2,20 \times 10^7$	30×10^3	15×10^3	7,85	$1,70 \times 10^3$
» fundido...........	$2,15 \times 10^7$	25×10^3	12×10^3	7,80	$1,54 \times 10^3$
Fundición	$0,85 \times 10^7$		10×10^3	7,25	$1,38 \times 10^3$
Pino....................	$0,99 \times 10^6$	15×10^2	$7,5 \times 10^2$	0,70	$1,07 \times 10^3$
Roble...................	$1,05 \times 10^6$	15×10^2	$7,5 \times 10^2$	0,80	$0,94 \times 10$
Granito..................................			$4,5 \times 10^2$	2,70	166
Basalto..................................			$7,5 \times 10^2$	2,90	258
Caliza...................................			$2,5 \times 10^2$	2,30	109
Arenisca.................................			$1,0 \times 10^2$	2,50	40
Mampostería ordinaria....................			$1,0 \times 10^2$	2,20	45,40
Fábrica de ladrillo......................			$1,5 \times 10^2$	1,60	94
Hormigón.................................			$5,0 \times 10^2$	2,00	250

Coeficientes de mérito y de coste.

Acero dulce.	Coeficiente de mérito,	1,70.	Coeficiente de coste,	0,59
Fundición...	» » »	2,76.	» » »	0,362
Madera.....	» » »	3,30.	» » »	0,30
Hormigón...	» » »	5,00.	» » »	0,20

Nota.—El autor pretende en la actualídad realizar un nuevo material que puede considerarse como homogéneo, y cuyas características pueden fijarse en valores como los siguientes:

Carga de seguridad a la compresión.............	100	kgs. cm.²
» » » » » tracción...................	50	»
Peso del m³......................................	1	ton.
Estatividad......................................	10^3	
Coeficiente de mérito............................	4	
» » coste..	0,25.	

Los ensayos dirán si lo ha logrado o no.



Las rótulas.—Conocidos son los métodos clásicos empleados en los puentes de fábrica, para lograr concentrar las reacciones dentro de los núcleos centrales de determinadas secciones. Hemos de referirnos en esta nota a las rótulas de las construcciones de hormigón armado, y singularmente al sistema ideado por nosotros.

Ya dejamos expuesto como las rótulas han invadido el campo de las más grandes construcciones metálicas en arco; en el hormigón armado su aplicación se ha ido también extendiendo, y ha llegado a alcanzar el arco de tres rótulas la luz de 90 m., sustentándose con frecuencia en la de alrededor de 70 como en los puentes sobre el río Allier, construídos por M. Freyssinet, y el de Boutirón debido al mismo ingeniero; el viaducto de Forth Wort, en Tejas (E. U.), proyectado por S. W. Bowen; el de Sapiac, en Montauban, construído por M. Mesnager, y otros muchos que pudiéramos citar; hacia los mismos valores de su luz oscila el de dos rótulas, con 64 m. en el puente sobre el río Sambra, cerca de Charleroi (Bélgica), construído también por el primer autor citado.

El hormigón armado al presentar reunidos elementos de resistencia unitaria tan distinta, como son el hierro y el hormigón, ofrece un campo magnífico para la aplicación de las articulaciones; en efecto cualquier sección puede sufrir una disminución brusca de la resistencia a la flexión, sin menoscabo de la de comprensión, con sólo substituir la armadura al hormigón, concentrando esta alrededor de la fibra media.

Sean dos secciones equivalentes en esfuerzo axial de compresión una de hormigón S y otra de hierro S'; supongámoslas, para mayor sencillez rectangulares y de igual ancho *a*, con cantos necesariamente distintos b y b' entonces

$$\frac{S}{S'} = \frac{a'\,b}{a'\,b'} = \frac{1200}{50} = 24 = \frac{b}{b'}$$

y entre los momentos resistentes de ambas secciones se verificaría

$$\frac{Rs}{Rs'} = \frac{b^2}{b'^2} = \overline{24}^2$$; es decir, que hemos logrado una carga por flexión 576 veces menor.

Hemos supuesto la resistencia de una pieza de hormigón armado proporcional al cuadrado de su canto, lo cual es cierto de mantenerse constante la cuantía u oscilando entre límites bajos, pues siendo $M = \mu .\ q.\ a.\ b.^2$, el valor de μ pasa de 1.096 a 1.062 para cuantías varia-



bles entre tres y cuatro milésimas, y ya veremos que en nuestro caso no existe propiamente armadura.

Esta circunstancia ha determinado, como dicimos, el frecuente empleo de las articulaciones en las obras de hormigón armado, principalmente en estructuras porticales con dos articulaciones, frecuentemente empleadas, sobre todo en Alemania.

En toda rótula hay que considerar primeramente un esfuerzo concentrado muy grande, y en segundo término un esfuerzo cortante.

Este último será sensiblemente nulo para las cargas permanentes, si hemos adaptado la fibra media al funicular de dichas cargas.

Para contrarrestar el primer esfuerzo se precisa un material resistente a esa carga unitaria, y además es preciso lograr una perfecta repartición del esfuerzo en la sección total del arco.

Como quiera que el nudo de articulación está comprendido entre dos secciones próximas del arco, se puede sacar aquí provecho de la máxima carga admisible en prismas de poca altura, cuando sus deformaciones transversales, causas de la rotura, están coartadas por las condiciones de trabajo o ensayo. De aquí que se hayan realizado articulaciones por medio de armaduras en cuadrículas transversales en sucesivas secciones de uno y otro lado, con lo cual puede reducirse la superficie de asiento del hormigón, admitiendo cargas elevadas sin peligro alguno. Esto equivale a la plancha de superficie cilíndrica con que en otros sistemas se refuerzan los terminales del arco, constituyéndose superficies de rodadura. En otros casos el refuerzo y repartición se logran por medio de zunchos, que están destinados igualmente a combatir las expansiones laterales.

En cuanto a los esfuerzos de deslizamiento, más importantes en la clave que en los arranques, exigen en las rótulas un dispositivo que garantice la rodadura perfecta. En algunos sistemas se ha recurrido a determinar cavidades en una de las superficies rodantes, en las que vienen a alojarse los salientes o machos de la otra.

En esta segunda consideración estriba una de las principales ventajas de las rótulas de hormigón armado, obtenidas por la concentración de su armadura, puesto que esta conserva íntegra su resistencia al esfuerzo cortante. Mesnager, en Francia, ha hecho ensayos sobre este género de rótulas llegando a resultados previstos, poniéndose de relieve la conveniencia de los refuerzos transversales, a base siempre de una longitud conveniente de penetración en el hormigón, de la armadura longitu-

TRIPLE RÓTULA EMPLEADA EN EL MODELO DE ENSAYO

160x20x4

320x20x4

0,205

0,125

0,125

Armadura del arco

320x20x4

300x100x4

200x100x4





dinal de refuerzo. Esta longitud queda, desde luego, definida por las condiciones de adherencia, y será por tanto variable según el diámetro de las barras. Así, una barra de 10 mm. puede tener suficiente con 20 centímetros de penetración (20 diámetros) mientras que una de 30 se encontrará debilitada aún con 40 diámetros de penetración.

En nuestro sistema se obvian todos los inconvenientes dichos. La rótula constituye, en primer término una pieza aparte, independiente de la armadura que pueda haber en el hormigón, aunque íntimamente relacionada en obra con ella, como luego veremos. Realiza el principio de la rótula del hormigón armado, es decir, que es obtenida como aquélla, por la reunión en el nudo teórico, de las barras metálicas, conservando íntegra su resistencia al esfuerzo cortante. Por último, esta rótula u órgano metálico de concentración de esfuerzos, realiza por sí misma la repartición de éstos, por determinar superficies de asiento en las secciones de resistentes de uno y otro lado. Esta última circunstancia, la permite el parangón con las rótulas ordinariamente empleadas en las construcciones metálicas y aun en los arcos de fábrica. De aquí que convengamos en que reúne las ventajas de uno y otro sistema.

La rótula, como decimos, queda embebida en el hormigón e íntimamente relacionada con el resto de la estructura. Esta circunstacia permite otra gran ventaja. Supongamos, para fijar las ideas, que se trata de realizar una estructura en pórtico con articulaciones dispuestas en cualquier punto de la altura de los pies derechos, de tal forma, que construída la parte superior desde las articulaciones, por circunstancias constructivas, ha de procederse después al relleno de los asientos. En tal caso la rótula, que se mantiene embebida en su mitad superior, en la super-estructura construída, sumerge su base en el relleno del asiento, hasta el nudo de articulación, quedando automáticamente unidas ambas partes de la estructura, y en disposición de descansar la una sobre la otra. En caso contrario hubiéramos necesitado un fuerte retacado, para segurar el perfecto contacto con la superficie de asiento, y en todo caso las condiciones estáticas no quedarían bien definidas.

Nuestra rótula puede componerse de cuantos elementos independientes sean impuestos para el buen manejo y colocación en obras, constituyéndose así una batería de piezas de rótula, entre cuyas unidades pasa en forma de lazo, la armadura que perfecciona la unión. A su vez, cada elemento se compone de un paquete de palastros que se ramifican y unen entre sí por el intermedio de la superficie de asiento. Si de por sí

la rótula es capaz de concentrar y repartir los esfuerzos, halla en todas estas circunstancias la mejor garantía de su acción, por su adherencia con el hormigón. Con este sistema se pueden realizar articulaciones de cualquier orden, simples, dobles, triples, etc., en uno sólo nudo. La figura representa la triple rótula empleada en el modelo de ensayo de nuestro sistema de estructura.

Una ojeada a los distintos sistemas de construcción de grandes arcos de hormigón.—Citaremos en primer término el sistema Melán, cuyo objetivo principal es el de suprimir las cimbras y que consiste en el empleo de armaduras rígidas. Este sistema se ha extendido grandemente por los Estados Unidos, en que expiró la patente en el año 10; con este sistema se construyó el viaducto de Fort Worth, ya citado. En España ha adquirido también gran preponderancia, preconizado por el profesor Sr. Ribera; con arreglo a él se han proyectado los modelos en arco de la colección oficial y un puente en Lisboa por el ingeniero Sr. Peña.

Haremos notar, respecto a este sistema, la circunstancia de que siendo el peso propio el preponderante, cuando de grandes arcos se trata, la armadura sóla ha de soportar dicho peso más el de los elementos auxiliares de construcción y moldeo, y aunque se nos ocurre pensar que las sucesivas etapas de éste pueden distribuirse de tal forma, que el hormigón ya endurecido de las primeras sirva a la ayuda del metal embebido en él, durante el hormigonado de las segundas, esto presenta notables inconvenientes y agrava el debido al excesivo coste de la armadura, que antes de formar cuerpo con el hormigón está sometida a un intenso trabajo.

Esta circunstancia se tiene más en cuenta en el sistema de M. Gouyaud, cuya armadura rígida está constituída por tubos de palastro en ambos cordones, arriostrados entre sí de modo a formar una cercha rígida. El empleo de tubos se hace con el doble objeto, de que sirvan de molde al hormigón de relleno y de zuncho a este mismo hormigón. Se escinde, como si dijéramos, la construcción en varias etapas, en las que la resistencia va progresando con su propia carga.

Se realiza además, una circunstancia muy real, por lo que se refiere al zunchado; sabido es que éste tiene limitada su acción por la camisa envolvente, que empieza a fisurarse en cuanto la carga unitaria alcanza cierto límite, que la comisión francesa dedujo ser los 0,60 de la resistencia a la compresión en cubos. Ahora bien, este límite puede ser sobrepasado en en la parte interna, con tal de que esta parte, incluso el zuncho,



aquí la camisa de palastro, haya sufrido una carga preventiva, que viene a sumarse a la posterior hasta alcanzar aquel límite sobre la envolvente, y esto es lo que ocurre en este caso, pues los tubos rellenos de hormigón han de sustentar preventivamente el peso muerto del resto de la estructura, además del suyo propio.

Los tubos que constituyen la primitiva armadura rígida, se van empalmando en trozos que deteminan la silueta de la fibra media, silueta que se puede rectificar gracias a la disposición de los empalmes. Los tubos son transportados por el procedimiento conocido, igual que en el sistema de Melán, y son mantenidos en su lugar gracias a cables en forma de tirantes convenientemente arriostrados. Existen otros dispositivos que en conjunto complican bastante la construcción, y en cuyos detalles no nos detendremos. El autor presentó un proyecto de travesía del Hudson, para la que ya estaba estudiado el primitivo proyecto de puente colgado, con un arco central de 730 m. de luz y dos laterales de 650 m.; los rebajamientos son de 1:7 aproximadamente.

Este sistema resulta bastante complicado, y por lo tanto costoso; además lo único que con él se logra es la supresión de cimbras, repercutiendo en el arco todos los efectos perjudiciales de que ya hemos dado cuenta, que obligaran a un refuerzo extraordinario, tanto más cuanto que los acortamientos elásticos serán muy notables, si se apura la resistencia del zunchado, y por tanto las fatigas parásitas correspondientes. En general el zuncho no conviene más que al refuerzo localizado en las zonas más castigadas de las estructuras en arco.

Otro sistema cortado por el mismo patrón que el anterior es el de L. Jungberg, por lo que le damos por examinado con lo anteriormente expuesto.

De sistema puede calificarse el hecho, llevado a la práctica por el ilustre ingeniero Emperger, de anegar barras de fundición en la masa de hormigón y zunchar éste, con objeto de aprovechar hasta el máximo la resistencia de la fundición. El autor ha aplicado este sistema en numerosos puentes, como el de Gmunden en Austria, con 71 m. de luz y 18,15 de flecha, con dos articulaciones, el de Schwarzenburg, en Leipzig, el de Breslau sobre el Oder, el de Traunfall, y más recientemente en el proyecto de puente de Brigitta. Los ensayos llevados a cabo, han puesto de manifiesto que la fundición sufre cargas de trabajo del orden de 40 veces las del hormigón. El autor emplea cuantías determinadas de fundición en barras, en la forma ordinaria de los perfiles de acero (angu-



lares), de manera que viene a ser un hormigón armado con fundición, si bien tiene también la correspondiente armadura de acero, llevando dispositivos en la primera para evitar los esfuerzos de tracción. Es un sistema destinado a lograr esbelteces económicamente, y como consecuencia, es susceptible de adaptarse a grandes luces en arco, mayores desde luego que con el hormigón en masa. Sin embargo, respecto a esta aplicación, diremos en primer lugar lo que ya respecto al zuncho dejamos anotado. Por otra parte, es posible obtener un aprovechamiento íntegro de la resistencia de la fundición con el empleo de hormigones más resistentes, sobre todo, si no se trata, como será lo más económico, de fundiciones de muy buena calidad. Así, pues la aplicación de este sistema de refuerzo queda limitada a arcos de mediana luz, cuando en los arcos ordinarios se pretenda reducir económicamente su peso propio, aunque las ventajas económicas se hallan en parte compensadas por el mayor coste de mano de obra y por la reducción que experimenta la sección útil, pues sabido es que solo puede contarse con la resistentencia del núcleo zunchado; además para la cuantía transversal, o de zunchado, deduce Emperger el coeficiente de ampliación de 30 y en el hormigón zunchado ordinario se toma este coef. igual a 45. En ocasiones la reducción del peso propio en los arcos en que puede tener aplicación este sistema, puede dar lugar a incremento relativo de los efectos de flexión, consecuencia perjudicial, como ya queda expuesto, máxime en este sistema por la índole especial de fundición. Se asegura además, que la acción del zunchado mejora las condiciones de la fundición, pero no debemos olvidar que la acción del zuncho es retardada y, desde luego, la fundición obtendrá una gran mejora por el hecho de hallarse anegada en el hormigón.

No terminaremos esta breve reseña sin indicar el notable procedimiento, ideado por el eminente ingeniero de Puentes y calzadas M. Freyssinet, para el descimbramiento y puesta en estado elástico de los arcos o bóvedas. El procedimiento es tan interesante en cuanto que permite, dejando aparte la disposición feliz del descimbrado, de disponer del estado elástico de la estructura en cualquier tiempo, creándolo primero y modificándolo después a nuestro antojo. La Revista de Obras Públicas, ha dado ya cuenta de esta genial idea, considerándola desde aquel punto de vista. Refirámonos nosotros al segundo. Quizás al hablar del estado elástico, suene al lector esta palabra como algo teórico, desprovisto de realidad, algo de fórmulas repletas de integrales con que muchas ve-



ces se cubren ideas confusas, cuando no una gran ignorancia. Precisamente es aquí todo lo contrario. Un sencillo mecanismo manejado, eso sí, con gran conocimiento, nos permitirá determinar en una sección, precisamente la más estratégica, la de la clave, el valor y posición de la reacción, necesariamente horizontal en arcos simétricos. Con esta reacción podemos caminar libremente hacia el estribo, todo el régimen de trabajo está definido. Esto no rehusa, pero al contrario exige, el cálculo preciso y la ejecución esmerada, pues de lo contrario sería proceder a obscuras y en lugar de crear el mejor estado de trabajo, lo que haríamos sería provocar fisuras. No solamente es preciso, si no que es necesario tener una idea, siquiera sea aproximada, de la calidad y magnitud de las causas cuyos efectos se trata de corregir. Es claro que la observación oportuna y cuidadosa de las andanzas de la estructura, completarán el conocimiento imperfecto que por la teoría tendremos de su estado elástico.

M. Freyssinet empleó primeramente este procedimiento en el año 1908 en Moulins, en un modelo de 50 m. con doble articulación y 1:25 de rebajamiento; lo ha seguido empleando después en los puentes sobre el Allier y en el de Boutiron ya citados, y últimamente en los de Villeneuve-Sur Lot y Saint-Pierre du Vauvray.

Desde luego se precisan cimbras para la construcción del arco, y esto no es pequeño inconveniente en muchos casos; dichas cimbras, además de ser costosas exigirán, en ocasiones, una gran permanencia, en su lugar expuestas a graves contingencias, tanto más cuanto que ciertos efectos como los debidos a las retracciones de fraguado obligarán a precauciones especiales en la construcción, efectos cuya duración puede extenderse a varios años, como ha comprobado el mismo Freyssinet, lo que exigirá la práctica de nueva puesta en estado elástico. Además es preciso contar con estribos suficientemente rígidos; en caso contrario podrá operarse igualmente sobre el arco de dos rótulas si bien se habrá de tener especial cuidado, pues se desconocen de ante mano el valor y orientación de los asientos.

La circunstancia dicha, por lo que se refiere al coste de la cimbra, ha hecho pensar a su ilustre autor en la construcción por roscas, a base de su sistema; ya se comprende que el empleo del procedimiento exigiría circunstancias y cuidados especiales. Diremos, por último, que con tanto más cuidado se habrá de llevar la operación de puesta en estado elástico, cuanto que será punto obligado en ocasiones, el adoptar secciones de poco canto para reducir los efectos de las fatigas parásitas, y ya se

comprende que el aumento de la flexibilidad del arco, exige más mesura en la distribución de los esfuerzos en sus distintas partes.

Hemos juzgado conveniente poner, como preliminar a la exposición de nuestro sistema, este bosquejo de los principales procedimientos hasahora empleados y de que tenemos noticias, si bien hemos de manifestar que nada nos costó tanto trabajo como hacer esta «prefación», ya que acostumbrados a pensar con nuestros humildes medios, supone para nosotros un gran esfuerzo revisar textos ajenos. Mas como dice el adagio, que «Nihil novum sub sole», será en la mayor parte de las veces razón de prudencia, y en todas un tributo de homenaje a los esclarecidos ingenios, y de perdón, por el atrevimiento que supone en persona de tan exigua dote como la nuestra.







PARTE SEGUNDA

Descripción del sistema

La creación de estados elásticos distintos, superpuestos.—La realización de la idea fundamental de nuestro sistema, del conjunto funicular-viga en una misma estructura, puede llevarse a cabo en cualquiera de las formas, partiendo del régimen de comprensión (arco) o del régimen de tracción (cable). Refirámonos primeramente a este último, por concretarse más en él las ideas. Supongamos que se trata de salvar el espacio representado en la fig. 3.ª, a). Empecemos por tender el cable A-A, de forma que adopte la figura exacta del funicular de los pesos muertos, previamente determinado.

Si ahora sobre este cable vamos descansando las partes *VV* y logramos por medio de la plataforma *mn*, que sirve admirablemente para el servicio de la construcción, reducir los movimientos del cable, debidos a las cargas aisladas, para comodidad de los trabajos, podemos llegar fácilmente a tener todos los pesos muertos, representados por las piezas *V V*. y la superestructura que sobre ellas insiste, referidos directamente al cable, bastando entonces unir entre sí las distintas piezas para pasar del sistema cable al sistema viga, en cuyo estado elástico sufrirá las acciones de las sobrecargas futuras. La tensión del cable en sus amarres puede ser referida fácilmente a la cabeza superior de la estructura, quedando de esta forma constituída una viga en vientre de pez con compresión previa en su cabeza superior y tensión funicular en la inferior. Sin grave inconveniente pueden irse uniendo entre sí las distintas partes *V V* a medida que se van ejecutando separadamente.

En el croquis b) se supone el caso inverso, de tratarse de un arco en lugar de un cable, en el que es preciso asegurar la indeformabilidad del arco funicular hasta tanto se haya terminado la estructura rígida, por



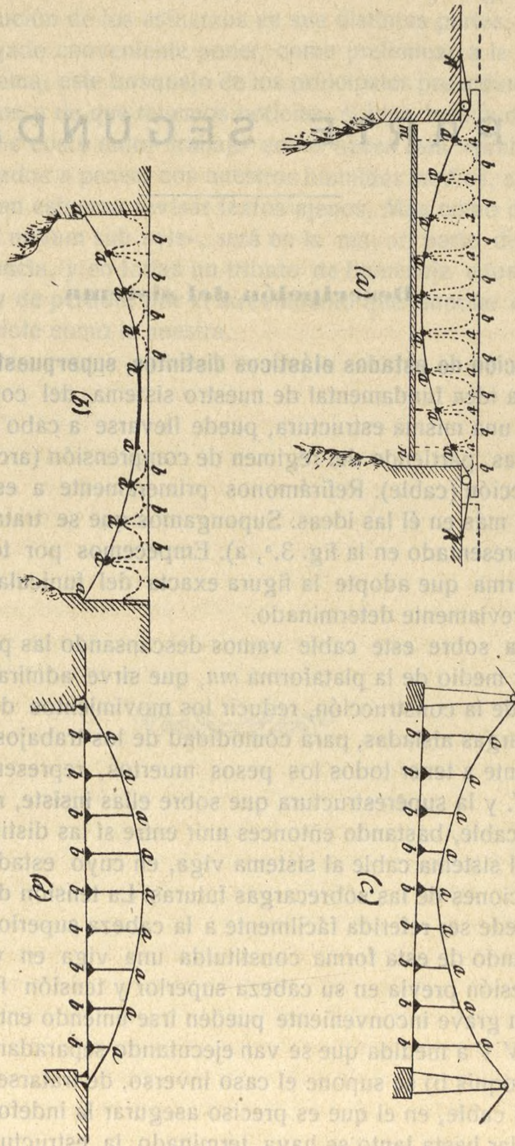


Figura 3.ª

tratarse de una figura de equilibrio inestable, como ya queda dicho. Para ello podemos valernos de los castilletes o de los cables de suspensión previa, según se dirá más adelante, pero siempre las cargas van quedando referidas al arco funicular resistente. En el croquis c) se supone un cable con tablero colgado y péndolas y nudos *b* rígidos, resultando el puente colgado rígido como un caso particular de esta teoría. Es claro que en este caso, siendo el cable de equilibrio estable, multiforme, vale más valerse de la viga de rigidez como medio de reducir las deformaciones debidas a las sobrecargas, y así se lleva a cabo actualmente, como ya dejamos apuntado. Por último, en el croquis d), se significa el caso de una viga en bow-string, cuyo cordón superior recibiera los pesos muertos en régimen funicular de compresión, y cuyo estado indeformable, que define el elástico para las sobrecargas, se lograra gracias a la rigidez de los elementos de suspensión y de los enlaces de estos con el tablero.

El règimen de compresión pura en el arco funicular.—En la primera parte queda demostrado, que el régimen funicular en un arco es incompatible con su rigidez; decir arco rígido, es tanto como decir sometido a flexión; ahora bien, mayor repugnancia existe entre la idea de arco y la de flexibilidad absoluta; el arco es un caso de equilibrio inestable, si le falta rigidez no puede estar garantizada la persistencia de su forma, y por tanto su estabilidad. Dejemos por ahora a un lado la consideración de pandeo y concretémonos a la estabilidad mecánica. La manera de hacer que el arco, sin perder su estabilidad, se aproxime en lo posible a la falta de rigidez, se logra anulando esta en un número suficiente de secciones de manera a dividirlo en partes, en las que no sean de considerar los efectos de dicha rigidez; esta es la base fundamental de nuestro sistema, que se obtiene gracias al empleo de múltiples rótulas, por eso a nuestro arco le denominamos *arco de múltiples rótulas*. Con ello logramos evidentemente el estado de compresión pura, en todas y cada una de las porciones de arco, restándonos solamente garantir la inmovilidad de los enlaces, bajo la acción de las sobrecargas; esto se consigue como indicamos más arriba y vamos a detallar ahora refiriéndonos a nuestro caso particular.

La indeformabilidad del arco funicular.—Supongamos el arco trazado según el funicular perfecto de la carga permanente, entre la que se puede incluir también parte de la sobrecarga para reducir sus efectos. Cuando hayamos detallado el método constructivo, veremos de qué for-



ma se logra que los pesos muertos, transmitidos por las que denominamos *piezas de tímpano*, sean referidos al arco sin provocar efecto alguno sobre las piezas ya ejecutadas y unidas entre sí. Para asegurar la indeformabilidad del arco funicular, tanto por la inestabilidad de su equilibrio, como para la acción de las sobrecargas, fijas o móviles, pudiera pensarse primero en el empleo de una viga de rigidez, resultando de esta manera la antítesis del puente colgado rígido (fig. 5.ª, a); pero aquí la viga de rigidez sería muy costosa, y aunque puedieran darse casos, como cuando existan dos caminos a niveles distintos, en que se lograra sin gran dificultad dicha viga, no se obviarían por estos ciertos inconvenientes, que quedaran bien sentados cuando de la construcción y de los efectos de la temperatura tratemos; también pudiera pensarse en la triangulación de los tímpanos, pero esto ofrece el riesgo de que, dado que hubiéramos logrado descansar todos los pesos muertos sobre el arco funicular, lo que no se consigue en este caso, errores que pudieran surgir en el trazado de este, por pequeños que ellos fueran, o cualquiera deformación debida a efectos localizados de la temperatura, asientos anormales, etc., pudieran provocar un exceso de esfuerzo en una de las barras de la triangulación, cediendo esta y desapareciendo con ella la indeformabilidad. Por estas razones después de varias soluciones ideadas y tanteadas, hemos adoptado el sistema que a continuación describimos, refiriéndonos a la fig. 5.ª b).

El tablero descansa sobre el arco por intermedio de las *piezas de tímpano*, cuyo conjunto determina lo que designamos con el nombre de *aparato de la indeformabilidad*; las piezas de tímpano constituyen al mismo tiempo los montantes y largueros de los modelos ordinarios; descansan sobre el arco por intermedio de rótulas, que forman parte de la triple rótula, ya mencionada, y se unen entre sí por semi-articulaciones obtenidas simplemente por el cruce de las armaduras, y que dada la extraordinaria debilitación del canto útil de la pieza, se consideran como rótulas perfectas, en inmejorables condiciones, como luego diremos. La rigidez de la estructura cruciforme de montante y larguero da lugar a la *pieza de tímpano*, que viene a resultar de igual resistencia en el sentido horizontal y vertical de las flexiones. Dicha rigidez equivale a la triangulación, por lo que a la indeformabilidad respecta, pero además individualiza en primer término la pieza y, en segundo término, da notable flexibilidad al conjunto, permitiendo la acción individual perfecta del arco funicular, sin peligro a la destrucción del *aparato de la indeformabili-*



dad. El sistema, además de ser perfecto, es muy económico, pudiéndose afirmar que realiza ambos cometidos, de sustentación e indeformabilidad, con tanta economía como lleva a cabo el primero el sistema de pilares y largueros en los puentes ordinarios. El *aparato de la indeformabilidad propiamente dicho*, ya que de él entra a formar parte el propio arco, refiere su acción a los estribos, de un lado según la última porción de arco A-B y de otro según la línea M-a en la articulación M, dis puesta a permitir el juego horizontal de la dilatación y a aproximar cuanto se pueda, sin perjuicio de la primera función, la dirección del esfuerzo a la horizontal, a fin de que sea absorbido en su mayor parte por el tablero, que ofrece una gran sección resistente, de manera que aquí todos los elementos, arcos, piezas de tímpano y tablero, coadyuvan mútuamente en la misma acción.

Cálculo del aparato de la indeformabilidad.—Hemos dicho que este aparato está constituído por las piezas de tímpano en combinación con el propio arco; los datos de cálculo son conocidos, puesto que no interviene el peso propio, por eso su estudio deberá hacerse en primer lugar; solamente existe ambigüedad en la posición de los nudos I, II... (figura 4.ª), que forman parte de la fibra media del arco; para su fijación previa se parte de una curva determinada para esta fibra que, tratándose del rebajamiento de 1:10, a que principalmente nos referimos, se diferencia muy poco de la parábola de segundo grado, puesto que el peso propio del arco, que es el predominante, se puede considerar sensiblemente uniforme; no obstante, será más exacto suponer que los pesos muertos varían según las ordenadas de una parábola de segundo o cuarto grado, determinadas por dos o cuatro de sus puntos, para llegar así a líneas, lugares geométricos de los puntos I, II..., que son parábolas de cuatro o sexto grado, respectivamente; los pesos por unidad de proyección, r en los riñones y a en los arranques, referidos al peso c en la clave, considerado como unidad, pueden fijarlos el proyectista fácilmente, o tomando como guía los datos que estampamos más adelante, al referirnos al cálculo del arco; determinada la ley de variación de los pesos muertos, la deducción de la curva funicular, después de lo expuesto en la primera parte, es tan elemental, que no insistiremos más sobre esta cuestión.

El aparato de la indeformabilidad habrá de permitir el juego de la dilatación horizontal, lo que puede lograrse de la manera que se indica, haciendo al mismo tiempo hiperestática la estructura, que presenta ade-



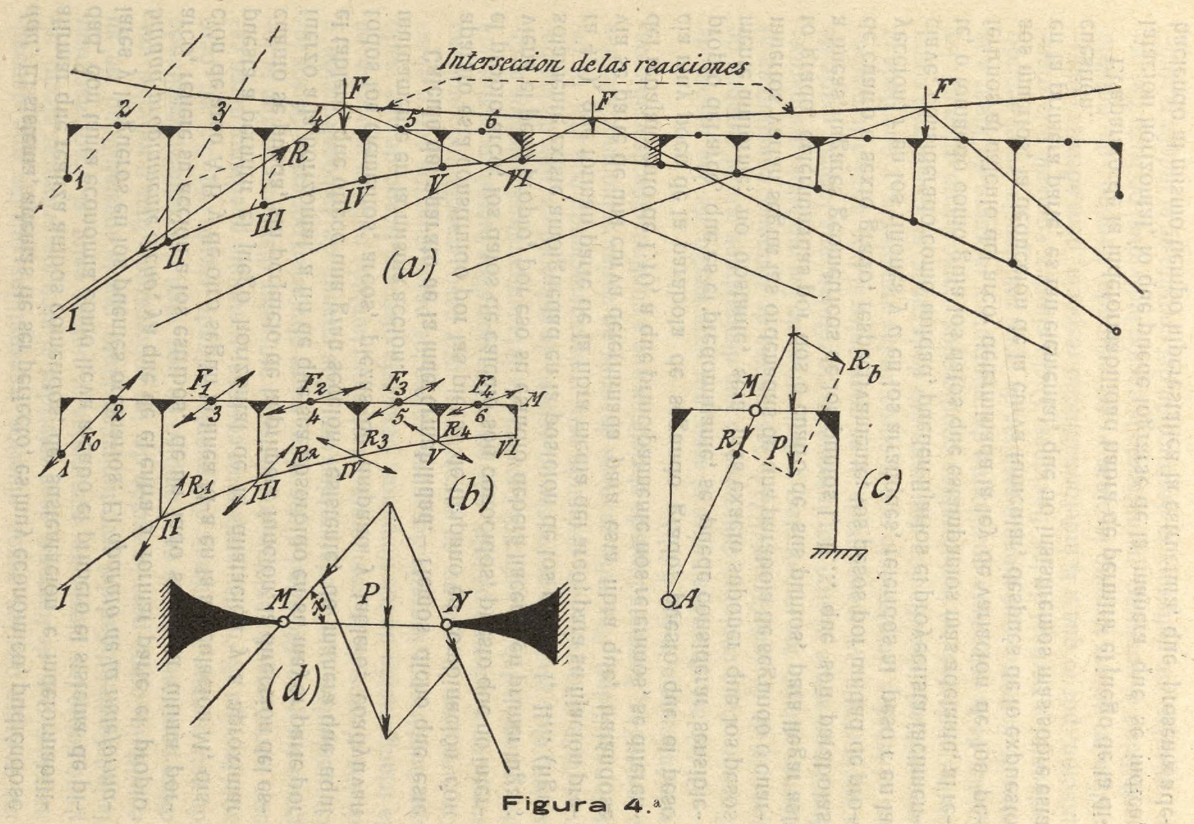


Figura 4.ª

más la ventaja de repartirse mejor los esfuerzos. Una sobrecarga cualquiera, representada por una fuerza F, da lugar a reacciones en los estribos dirigidas según las rectas I-II, 1-2 y sus simétricas en el otro estribo, y han de pasar por tanto, por los puntos de intersección de ambos pares de rectas, resultando una estructura hiperestática de primer orden.

La reacción va descomponiéndose sucesivamente según las rectas II-III, III-IV... y las que desde el punto de intersección de estas con la línea de la reacción, pasan por las semi-articulaciones 3, 4.... Así, pues todo estriba en calcular una de las componentes de la reacción R, y esto estará logrado en cuanto conozcamos la proyección horizontal o vertical de la componente según 1-2; partiendo pues de un valor determinado X para aquella proyección, iremos sucesivamente calculando los esfuerzos en los nudos I, II... y en las semi-articulaciones 3, 4..., hasta llegar al punto M, que suponemos invariablemente unido al arco. Suponemos nulos los recorridos en los nudos I, II...., puesto que bajo la acción de las cargas móviles los asientos del arco son absolutamente despreciables, de aquí que podamos afirmar igualmente que en el punto M dichos recorridos son nulos, y si establecemos la ecuación que nos dá la deformación de dicho punto en función de las fuerzas F y R (fig. 4.ª b), como formado parte de la estructura determinada por las piezas de tímpano, tendremos dicho recorrido en función de la incógnita X, y si hacemos este valor igual a cero, deduciremos el de X. El cálculo es elemental, pues podemos asimilar la estructura de las piezas de tímpano a una viga horizontal de momento de inercia variable, con vientres en correspondencia con los puntos II, III... y nudos en los 3, 4, 5..., en que el momento de inercia puede estimarse como nulo y el giro angular también nulo, por ser el momento igual a cero. La célula se representa esquemáticamente en la figura, c); en este caso, suponiendo libre el arranque A, calculamos la componente R, expresando que la deformación horizontal o la vertical de dicho punto es nula; las expresiones son las que nos dan todos los tratados clásicos de elasticidad, que renunciamos a detallar aquí, así como el resumen detallado del cálculo, por no convertir en un libro lo que sólo pretende ser una memoria.

En el punto M. la expresión del ángulo elemental de giro $\left(\frac{M}{E.\ I}\ dl\right)$ tomaría una forma indeterminada de ser el momento de inercia nulo; de aquí la conveniencia, en las estructuras hiperestáticas, de realizar las articulaciones por reducción sucesivas del peralto y concentración de la



armadura en el punto en que este es mínimo; además de esta forma se reducen los efectos del propio peso, que se concentra en los apoyos y da lugar a una pieza de igual resistencia, tanto para los momentos de flexión como para los esfuerzos cortantes.

En el croquis d) de la misma figura se representa esquemáticamente y con doble articulación, la estructura por nosotros ideada y de que hemos hecho aplicación en puentes y techos subterráneos, cuyo cálculo conduce a un problema semejante.

Los estudios llevados a cabo para distintas posiciones de la fuerza F, nos determinan el lugar geométrico de los puntos de intercesión de las reacciones, que simplifica el problema, pues permite definir esta línea por algunos de sus puntos, y facilita el estudio de los trenes de fuerzas.

Cálculo del arco funicular.—Como es general en este género de obras es preciso proceder por tanteos, pero ya veremos como aquí se reducen al mínimo, dada la extraordinaria sencillez con que se procede. Refiriéndonos al empleo de hormigón y fundición, hemos de tantear en primer término en la fijación del peso por metro lineal, el cual será dependiente de la proporción en que entren uno y otro componente, y en segundo término en el desarrollo del arco, el cual dependerá de su trazado. Todas estas circunstancias están muy relacionadas con el rebajamiento adoptado de antemano. En los ejemplos que siguen nos referimos al de 1:10, que en general tendrán más en aplicación en nuestro sistema y esta es una de las ventajas de este, como más tarde diremos, por ser difícil lograr grandes rebajamientos en arcos de gran luz por el método ordinario oscilando, en los más grandes hasta ahora construídos, alrededor de 1:5. Nuestro sistema se adapta también a los pequeños rebajamientos, bastando para ello colocar el tablero en la posición intermedia, con garantía tanto para la indeformabilidad como para el juego de la dilatación (fig.5.ª c).

Según sea la luz variarán las proporciones respectivas de hormigón y fundición, pudiendo afirmarse, a reserva de lo que enseguida diremos que hasta los 100 metros se empleará solamente el hormigón, aumentantando a partir de este punto la cantidad de fundición, hasta quedar reducido aquél a un simple recubrimiento y relleno de huecos.

Recuérdense las estatividades (palabra que hemos creado para este objeto) de ambos materiales y se tendrá una idea de las luces a que son adaptables en fibra parabólica, teniendo en cuenta la inclinación de la tangente de arranques y el incremento del peso propio producido por la



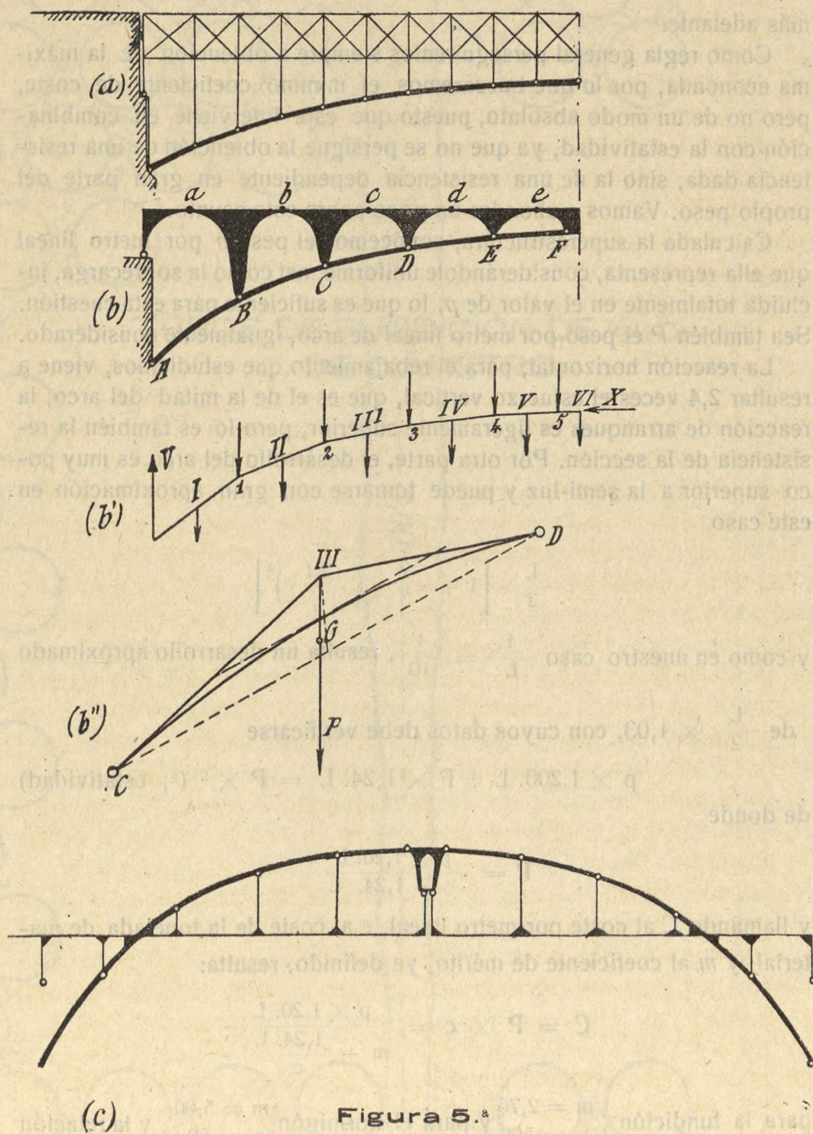


Figura 5.ª

superestructura y las sobrecargas, cuestión que dejaremos bien sentada más adelante.

Como regla general perseguiremos siempre a obtención de la máxima economía, por lo que buscaremos el mínimo coeficiente de coste, pero no de un modo absoluto, puesto que este interviene en combinación con la estatividad, ya que no se persigue la obtención de una resistencia dada, sino la de una resistencia dependiente en gran parte del propio peso. Vamos a ahondar un poco sobre este asunto.

Calculada la superestructura, conocemos el peso *p* por metro lineal que ella representa, considerándole uniforme, así como la sobrecarga, incluída totalmente en el valor de *p*, lo que es suficiente para esta cuestión. Sea también *P* el peso por metro lineal de arco, igualmente considerado.

La reacción horizontal, para el rebajamiento que estudiamos, viene a resultar 2,4 veces el esfuerzo vertical, que es el de la mitad del arco; la reacción de arranques es ligeramente superior, pero lo es también la resistencia de la sección. Por otra parte, el desarrollo del arco es muy poco superior a la semi-luz y puede tomarse con gran aproximación en este caso

$$\frac{L}{2}\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{2f}{L}\right)^2\right]$$

y como en nuestro caso $\frac{f}{L}=\frac{1}{10}$, resulta un desarrollo aproximado

de $\frac{L}{2}\times 1{,}03$, con cuyos datos debe verificarse

$$p\times 1.200.\,L + P\times 1{,}24.\,L = P\times \varepsilon \quad (\varepsilon,\ \text{estatividad})$$

de donde

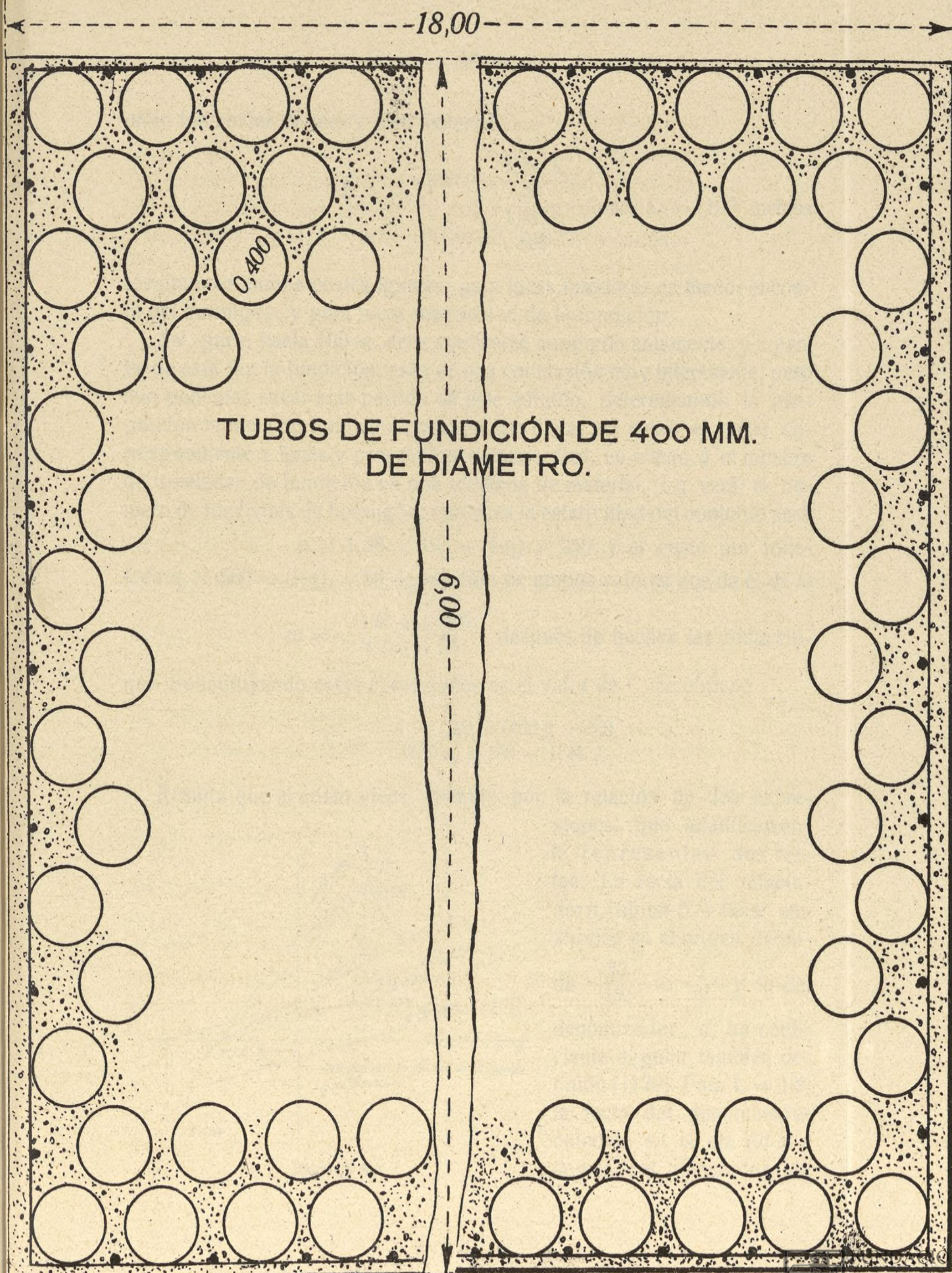
$$P=\frac{p\times 1{,}20.\,L}{\varepsilon - 1{,}24.\,L}$$

y llamando *C* al coste por metro lineal, *c* al coste de la tonelada de material, y *m* al coeficiente de mérito, ya definido, resulta:

$$C = P\times c = \frac{p\times 1{,}20.\,L}{m-\dfrac{1{,}24.\,L}{c}};$$

para la fundición $\left\{\begin{array}{l} m = 2{,}76 \\ c = 500 \end{array}\right.$ y para el hormigón $\left\{\begin{array}{l} m = 5{,}00 \\ c = 50 \end{array}\right.$, y la relación




18,00
0,400
TUBOS DE FUNDICIÓN DE 400 MM.
DE DIÁMETRO.
6,00

entre los costes de uno y otro material

$$\frac{F}{H} = \frac{5{,}00 - \frac{1{,}24.\ L}{50}}{2{,}76 - \frac{1{,}24.\ L}{500}};\ \text{para } L = 100 \text{ metros}$$

resultan ser ambos costes iguales; para luces inferiores es menor el coste del hormigón, y para luces mayores el de la fundición.

Así, pues, hasta 100 m. debe emplearse hormigón solamente, y a partir de esta luz la fundición; esto es una conclusión muy interesante, pero aun podemos sacar más partido de este estudio, determinando la proporción mínima de fundición para una luz dada, así como el coste correspondiente a luces y proporciones dadas. Sea, en efecto q el número de toneladas de fundición en una tonelada de material, l-q será el número de toneladas de hormigón; entonces la estatividad del conjunto será $q \times 1{,}38 \times 10^3 + (1-q) \times 250$, y el coste por tonelada $q \times 500 + (1-q) \times 50$; la relación de ambos valores nos da el de m

$$m = \frac{1130\ q + 250}{450\ q + 50}$$ después de hechas las reducciones. Substituyendo estas expresiones en el valor de C, se obtiene

$$C = \frac{p \times 1{,}20.\ L\ (450\ q + 50)}{1130\ q + 250 - 1{,}24.\ L}.$$

Resulta que el coste viene definido por la relación de dos expresiones, que analíticamente representan dos rectas. La recta del numerador n, (figura 6.ª) tiene una abscisa en el origen definida $\frac{50}{450} = \frac{1}{9}$ y la del denominador, d, un coeficiente angular también definido (1130). Para L = 100 la recta del denominador coincide en el eje de la x con la del numerador, de

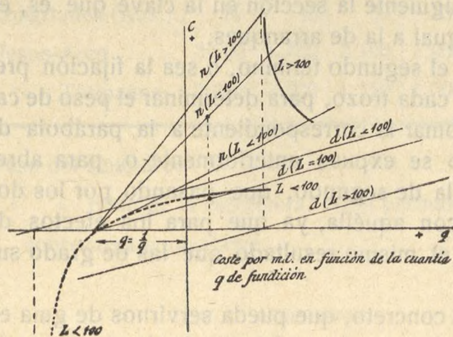


Figura 6.ª



aquí que la relación de ordenadas sea una cantidad constante; para valores menores la asíntota paralela al eje de las *y* tiene abscisa negativa, lo contrario ocurre para valores de L mayores de 100 metros. Es decir, que todo coincide en afirmar, que para luces inferiores a los 100 metros ha de emplearse el hormigón solo, y para luces superiores la mayor cuantía posible de fundición.

El hormigón puede emplearse hasta la luz de 200 metros, en que se precisaría una sección infinita y un coste igualmente infinito, como nos lo dice claramente la igualdad. Para valores mayores, existe un mínimo de cuantían q, correspondiente también a valores infinitos del coste; dicho mínimo está dado por la expresión

$$1130.\ q + 2{,}50 - 1{,}24.\ L = o.$$

Por último, para $q = 1$, o sea empleando solamente fundición, el valor de L que hace infinita la sección viene dado por la expresión, $1380 - 1{,}24.\ L = o$, que es la estatividad partida por el coeficiente de ampliación parabólico. Esta sería la luz teórica que podría ser salvada por la fundición, caso de ser p despreciable.

Para un tanteo rápido podemos partir del valor calculado para p, admitiendo que el de P sea el doble para las grandes luces, en que es insignificante el valor relativo de las sobrecargas, o igual a p para las luces alrededor de 100 metros en que ya la sobrecarga tiene alguna importancia. Para luces muy pequeñas se puede prescindir para un tanteo previo, de los valores de la carga permanente, incluso el peso propio. Así de la relación $p \times 1{,}20.\ L + 2\ p \times 1{,}24.\ L = P \times \varepsilon$ deduciríamos el valor de P, y por consiguiente la sección en la clave que es, en nuestro caso, sensiblemente igual a la de arranques.

Menor ambigüedad ofrece el segundo término, o sea la fijación previa de la longitud del arco en cada trozo, para determinar el peso de cada uno de éstos, pues basta tomar la correspondiente a la parábola de cuarto grado deducida como se expuso anteriormente o, para abreviar, la del arco de la parábola de segundo, que pasando por los dos nudos tiene el vértice común con aquélla, ya que para los efectos de este cálculo esta parábola dá el mismo resultado que las de grado superior.

Para referirnos a un hecho concreto, que pueda servirnos de guía en lo sucesivo, vamos a resumir algunos datos del cálculo de un puente de 600 metros de luz y 60 de flecha, algunos de cuyos detalles constan en



los planos que acompañan a estas notas. Se trata de un tablero de 20 metros de anchura, comprendidas las aceras, que descansa por tres series de piezas de tímpano sobre la bóveda, de una anchura de 18 metros; en el cálculo nos referimos al ancho correspondiente a una de las series. Después de varios tanteos asignamos a la bóveda un peso por metro lineal de 50 toneladas en la clave y 60 en arranques; este aumento pudiera parecer excesivo en relación con las cargas que respectivamente sufren, pero téngase en cuenta que razones de estética aconsejan el peraltado en arranques, y a fin de no variar la cantidad de fundición será preciso aumentar la de hormigón, lo que originará un notable aumento de peso; además esto redunda en provecho de la máxima inclinación de la reacción de arranques, que da lugar a la disminución de su valor, a lo que contribuye también el notable peso de las piezas de tímpano, próximas a los estribos. En la división del arco en porciones, seguimos el criterio de reducir las longitudes hacia la clave para facilidad de construcción, y además por efecto estético, resultante de la pérdida de altura.

Contamos con 7,5 toneladas por metro lineal para pesos muertos de forjado y firme y con 2,5 toneladas para la mitad de la sobrecarga; todos estos pesos, incluso el propio de las piezas de tímpano, son transmitidos por éstas en los puntos de articulación en el arco.

Así, pues, los datos fundamentales son los siguientes: (fig.5 b').

	1	2	3	4	5	6	7	Clave
Longitudes (Abs.).	50	43	39	36	34	33	32	33 m.
Pesos-Arco	3.000	2.450	2.100	1.900	1.750	1.650	1.600	1.600 ton.
» Tímpanos..	2.000	1.400	1.150	1.000	850	700	300	300 »

Peso del semi-arco .... 16.650 ton.

» » resto de la estructura, carga permanente y mitad de la sobrecarga equivalente.. 7.400 »

Peso total........................ 24.050 »

que es el valor de la reacción vertical V.



TABLA DE LOS MOMENTOS ISOSTÁTICOS

FUERZAS ton.	MOMENTOS EN LOS NUDOS						
	I	1	II	2	III	3	IV
V = 24.050......	25. V.	50. V.	71,50. V.	93. V.	112,50. V.	132. V.	150. V.
I = 3.000......		25. I.	46,50. I.	38. I.	87,50. I.	107. I.	125. I.
1 = 2.000......			21,50 x *1*.	43 x *1*.	62,50 x *1*.	82 x *1*.	100 x *1*.
II = 2.450......				21,50. II	40. II.	59,50. II.	77,50. II.
2 = 1.400......					19,50 x *2*.	39 x *2*.	57 x *2*.
III = 2.100......						19,50. III.	37,5. III.
3 = 1.150......							18 x *3*.
Momentos.......	601.250	1.127.500	1.537.065	1.893.975	2.192.825	2.448.475	2.682.005 t. × m.

FUERZAS ton.	MOMENTOS EN LOS NUDOS							
	4	V	5	VI	6	VII	7	CLAVE
V = 24.050......	168. V.	185. V.	202. V.	218,50. V.	235. V.	251. V.	267. V.	300. V.
I = 3.000......	143. I.	160. I.	177. I.	193,50. I.	210. I.	226. I.	242. I.	275. I.
1 = 2.000......	118 x *1*.	135 x *1*.	152 x *1*.	168,50 x *1*.	185 x *1*.	201 x *1*.	217 x *1*.	250 x *1*.
II = 2.450......	95,50. II.	112,5. II.	129,50. II.	146. II.	162,50. II.	178,50. II.	194,00. II.	227,5. III.
2 = 1.400......	75 x *2*.	92 x *2*.	109 x *2*.	125,5 x *2*.	142 x *2*.	158 x *2*.	174 x *2*.	207 x *2*.
III = 2.100......	55,5. III.	72,5. III.	89,5. III.	106. III.	122,5. III.	138,5. III.	154,5. III.	187,5. III.
3 = 1.150......	36 x *3*.	53 x *3*.	70 x *3*.	86,50 x *3*.	103 x *3*.	119 x *3*.	135 x *3*.	168 x *3*.
IV = 1.900......	18. IV.	35. IV.	52. IV.	68,5. IV.	85. IV	101. IV.	117. IV.	150. IV
4 = 1.000......		17 x *4*.	34 x *4*.	50,5 x *4*.	67 x *4*.	83 x *4*.	99 x *4*.	132 x *4*.
V = 1.750......			17. V.	33,5 V.	50. V.	66. V.	82. V.	115. V.
5 = 850......				16,5 x *5*.	33 x *5*.	49 x *5*.	65 x *5*.	98 x *5*.
VI = 1.650......					16,5. VI.	32,5. VI.	48,5. VI.	81,5. VI.
6 = 700......						16 x *6*.	32 x *6*.	65 x *6*.
VII = 1.600......							16. VII.	49. VII.
7 = 300......								33 x *7*.
Momentos.......	2.844.275	2.998.125	3.122.225	3.228.650	3.307.550	3.373.450	3.418.400	3.486.050 t. × m.



Luego, reacción horizontal = 3.486.050 : 60 = 58.100,8 ton.

Dividiendo los valores antes hallados para los momentos isostáticos por la reacción horizontal determinada, se obtienen las ordenadas de los diversos puntos. Así resultan:

I = 10,35 m.; *1* = 19,41 m., II = 26,45 m.; *2* = 32,60 m.; III = 37,74 m.; *3* = 42,13 m.; IV = 46,16 m.; *4* = 48,95 m.; V = 51,60 m.; *5* = 53,73 m.; VI = 55,57 m.; *6* = 56,92 m.; VII = 58,06 m.; *7* = 58,83 m.

Datos que nos sirven para definir con toda exactitud la fibra media; para ello basta trazar en cada trozo C-D (fig. 5.ª b''), la curva funicular del peso propio de ese trozo de arco, cuya dos tangentes extremas son conocidas; en cada segmento puede considerar este peso como uniforme, por lo que basta trazar la parábala de segundo grado tangente en C y en D a las rectas C-III y D-III, problema tan elemental que no requiere explicación alguna. Definida exactamente la fibra media podemos conocer con precisión las longitudes de las distintas porciones, así como los pesos correspondientes en magnitud y posición y si hubiera divergencias sensibles con los supuestos, sería preciso repetir el cálculo, pero por lo dicho ya se comprende que es difícil que esto ocurra, y de todas formas el procedimiento es sencillísimo y el cálculo rápido y exacto.

Conocida la reacción en la clave se deducen inmediatamente las presiones en los distintos segmentos, incluso la reacción de arranques, faltándonos solamente calcular la sección. Para ello habrá que fijar una carga unitaria para la fundición, en la que entrará la consideración del pandeo alabeado del arco, dejando de un lado el pandeo en su plano que no es de temer, gracias a los nudos determinados por el aparato de la indeformabilidad, que cumple también admirablemente este cometido; no entraremos en el detalle de este problema, que ha sido admirablemente expuesto, tanto desde el punto de vista matemático como el de las aplicaciones prácticas, en conferencia pronunciada en la Escuela de Ingenieros de Caminos por el ilustre matemático, e ingeniero, Sr. Terradas.

Solamente diremos que la gran anchura de la bóveda, favorable tanto a la constitución de las rótulas como a la marcha de la construcción, reducirá al mínimo la consideración de estos efectos, tanto más cuanto que la fundición se halla en las mejores condiciones embebida en el hormigón, lo que permitirá reducir el coeficiente de seguridad, así para la carga de rotura como para el efecto de pandeo; desde luego, para

las luces y anchuras corrientes, este pandeo no es de considerar. Falta solamente distribuir la sección resistente entre fundición en tubos y hormigón de relleno, atendiéndonos a las consideraciones que más arriba dejamos expuestas; esto nos servirá al mismo tiempo (combinando pesos y resistencia con diámetros y espesores de los tubos) para fijar la altura más conveniente de la sección o grueso de la bóveda, armonizándolo con las condiciones estéticas. Así, en el ejemplo citado, para las 58.100 toneladas de carga, necesitaríamos $58.100 : \varepsilon = \sim 42$ toneladas de fundición, y como hemos partido de 50 podemos combinarlo con el hormigón de relleno, de manera a obtener una sección de esa resistencia y ese peso por metro lineal, de modo que incluso el hormigón nos resuelve ambigüedades pequeñas que pudieran existir, dentro siempre de la condición de máxima economía.

El aumento de la cantidad q de fundición, impuesta por los incrementos de las luces, conducirá a la reducción posible de la cantidad de hormigón, disminuyendo el peralto de la sección y el volumen de huecos, colocando los tubos al tresbolillo, o intercalando otros de menos diámetro entre los primeros.

En las rótulas, que como ya hemos dicho en la primera parte están compuestas de una batería de piezas, habrá que cuidar de la conveniente superficie de asiento, que se aumenta notablemente gracias al relleno de hormigón en los terminales de los tubos.

Procedimientos de construcción del arco.—Estando compuesto nuestro sistema de piezas que se unen entre sí por el intermedio de rótulas de fácil realización, los medios constructivos se simplifican extraordinariamente, pudiéndose llevar los elementos hechos cuando estos no sean de grandes dimensiones, o dividiendo transversalmente la sección en tantos trozos cuantos sean precisos para su fácil manejo, que quedan después perfectamente unidos en obra; también se pueden ejecutar *in situ*, pero de todas formas precisamos la fijación de los puntos que han de determinar los nudos 1 2...; para ello podremos servirnos de castilletes, cuando éstos sean aplicables o de cables; en general estos últimos serán más económicos y dan más elasticidad al conjunto; no se precisa que los castilletes o cables hayan de soportar todo el peso muerto del arco, pues procediendo por rebanadas transversales y construídas las de los extremos, queda ya constituída una estructura que puede soportar el peso de las rebanadas próximas, además del suyo propio, sirviendo entonces únicamente los cables de aparato de la indeformabilidad, hasta



tanto esté construído este; terminado el arco iremos sucesivamente colocando las piezas del tímpano, y por lo tanto todo su peso queda referido a él; por otra parte, el arco habrá sufrido los acortamientos elásticos correspondientes al suyo propio, antes de formar estructura indeformable con el aparato superior, lo que individualiza ambos sistemas. Los esfuerzos excéntricos que vamos determinando al colocar las sucesivas piezas son absorbidos, como decimos, por los cables, pero si se iniciara algún trabajo en la estructura rígida ya determinada por las piezas de tímpano construídas, que desde luego sería insignificante, no sería más que provisional, habiendo de cesar en cuanto la estructura estuviera terminada, por corresponder exactamente el arco al funicular de los pesos y solamente un error de trazado de éste daría lugar a un reparto desigual de aquéllas, y como consecuencia a un trabajo previo de las piezas de tímpano, pero esto en nada comprometería la estabilidad, por la flexibilidad de las dichas piezas y de sus enlaces para estos efectos, salvo errores de mayor cuantía, que son desde luego inconcebibles en un sistema de tan extraordinaria sencillez. No entramos en detalles sobre el empleo de los cables por ser medios frecuentement eusados en el montaje de cimbras o de armaduras rígidas, y en los procedimientos de construcción de bóvedas por medios de trozos yuxtapuestos.

En la figura indicamos dos sistemas, suponiendo en uno de ellos que los nudos están suspendidos del cable b-b por intermedio de péndolas m y convenientemente arriostrados, y en el otro, que los nudos se van fijando con tirantes a medida que el arco avanza a partir de arranques, llevándole en trozos por medio de cables transportadores, trozos que han de constituir primeramente las rebanadas laterales de la bóveda, según queda explicado; en este último procedimiento, para disminuir el peso de la pieza que ha de ser transportada, contamos no solamente con la posible reducción de su longitud y de su anchura hasta convertirla en una rebanada de espesor mínimo compatible con su manejo, sino que además podemos ejecutar solamente una rosca dentro de esa rebanada sin que para ello sean precisas disposiciones especiales de enlace, por servirles de nexo común la superficie de asiento de la rótula.

Sin perder de vista, que operamos con una extructura en que ya el material está reducido a la más mínima expresión, por realizarse el perfecto estado de trabajo. Es decir, que basta yuxtaponer los distintos tubos, sólidamente unidos y protegidos con el hormigón de relleno, en



ALZADO

Formación de los nudos

PLANTA

rebanada de arco



mejores condiciones que se yustaponen y enlazan los hilos que forman los cables de los puentes colgados.

Así, pues, en este procedimiento que de forma general dejamos descrito, se cumplen los dos principios: el de la división en tantas cuantas partes sean precisas para su fácil manejo y colocación y el del incremento progresivo de la resistencia con el peso propio de la construcción.

A su vez las piezas de tímpano pueden construirse *in situ*, lo que favorece además la mejor repartición de cargas, para lo que bastaría simultanear debidamente la construcción de las distintas piezas, o también se pueden llevar en elementos separados, cuando esto sea más conveniente.

La construcción del arco no solamente se simplifica por el empleo de las rótulas, sino que además le permiten en todo momento corregir su fibra media, actuado sobre los cables o tirantes de retenida, y esto será siempre una ventaja muy considerable.

De todas formas se realiza la idea fundamental de que en el período constructivo se pasa del sistema arco funicular deformable, que soporta todos los pesos muertos, al sistema arco-viga, indeformable, que ha de soportar las sobrecargas. No cabe duda que esta misma idea podríamos haberla logrado con una viga de rigidez superior, según ya hemos expuesto, pero no en tan sólidas condiciones de garantía, y desde luego con mucho más coste; aquí la resistencia queda fundida en la propia esencia de la estructura sin el aditamento de la viga; allí el enlace entre la viga y el arco se realiza por intermedio de montantes, y aquella forma una estructura continua entre apoyos de dilatación en estribos, es decir que los asientos anormales que por ejemplo pudieran ser producidos en el arco, o recíprocamente levantamientos debidos a caldeos desiguales, etc., repercutirían en la viga, que no trabaja paralelamente al arco, pudiendo provocar estados peligrosísimos en ella, tanto más cuanto que los montantes no estarán dotados de las condiciones de flexibilidad y resistencia necesarias para estas situaciones; he aquí porqué después de haber ideado y estudiado ambos sistemas de rigidez de nuestro sistema de arco, nos hemos decidido por el primero sin ningún género de duda.

Efectos de la temperatura.—Distinguiremos según afecten por igual a todo el arco, o se hallen concentrados en una parte determinada de él; en el primer caso sus efectos son nulos; el libre movimiento del arco compensa la desigual dilatación de las piezas de tímpano y el tablero continúa horizontal; por otra parte la dilatación en el sentido horizontal



es prácticamente libre en los estribos y el apoyo de articulación de las piezas de tímpano coadyuva eficazmente a esa libertad. Por el contrario, un calentamiento localizado provocaría una alteración del régimen de equilibrio funicular, resultando unas piezas de tímpano sobrecargadas y otras aliviadas; su flexibilidad le permitiría adaptarse a este efecto pertubador al par que el juego de las rótulas y semiarticulaciones, como consecuencia del cual las piezas de tímpano tomarían distintos sentidos de inclinación, dextrorsum o sinistrorsum. Ya se comprende que estos efectos, por su insignificancia, no son de tener en cuenta en los cálculos de nuestro sistema.

Si bien es muy conveniente el apoyo de dilatación en los estribos, no es de ningún modo necesario, entrañando entonces las variaciones de temperatura un aumento de carga unitaria igual al que se produce en una viga empotrada en sus extremos, ya que las reacciones no depende de los acortamientos totales, sino de los unitarios; lo único, contra lo que habría que precaverse, sería la aparición de grietas debidas a la pcsible acumulación de contracciones por descenso de la temperatura, pero esto se evitaría con soluciones de continuidad del hormigón en las semiarticulaciones que sirven de enlace a las piezas de tímpano unas con otras, reforzando convenientemente la armadura, cruzada como hemos dicho; con esto evitaríamos al mismo tiempo las que pudieran producirse por retracciones, sin el empleo de armaduras suplementarias; las juntas del hormigón en tablero y larguero no quedarían separadas unas de otras más de 50 ó 60 metros, que será el máximo de distancia entre ejes de piezas de tímpano.

Detalles constructivos.—En la sección transversal las piezas de tímpano se refuerzan y se arriostran convenientemente las de series consecutivas, a fin de alejar el peligro de pandeo en la sección horizontal; este refuerzo permite el aprovechamiento íntegro de la resistencia de toda la masa y realiza ciertas condiciones estéticas en el plano visual. Refiriéndonos al detalle de la sección del tablero, hemos juzgado conveniente apartarnos de la forma en π, preconizada por el eminente hombre de ciencia Sr. Zafra; dicha sección obliga a una sobrecarga muerta en las aceras, de querer levantar su nivel, como es lógico; un sencillo chaflán realizado en el forjado, debajo de los mordientes del afirmado, permite el paso de la armadura, de uno a otro lado del nervio, refuerza convenientemente los arranques del volado y determina una estructura sólidamente unida al nervio, aumentando el peralto de éste; pro-



longamos el intradós de la acera en forma reentrante, lo que dá lugar a una platabanda en el plano visual, con borde inferior para el desprendimiento de las aguas pluviales y un gran espacio de sombra, que hace resaltar la línea del largero, que se destaca sobre los entrepaños de las piezas de tímpano. Concebida la estructura como ingenieros, en su dibujo nos hemos atenido a las líneas generales estáticas, prescindiendo de todo motivo de adorno que originan muchas veces el afeminamiento de este género de construcciones, y son en repetidos casos detalles que hablan muy bien del dibujante que los ha trazado.

El larguero así determinado, va aligerándose hacia el centro del arco, siempre en el criterio de aumentar los pesos hacia arranques, a fin de inclinar en todo lo posible la reacción en estos puntos, lo que se cumple admirablemente con nuestro sistema de rigidez por las piezas de tímpano, cuyo peso total es un factor apreciable de el del arco, que como se ha dicho en repetidas ocasiones, queda reducido al mínimo posible; además esto redunda en aumento de la flexibilidad del aparato de rigidez en los puntos en que, por su situación con respecto al arco y a la luz del vano, es aquella más necesaria, en caso de asientos u otros efectos anormales.

Luces máximas realizables con nuestro sistema.—La estatividad define en cada material la altura máxima en prisma de sección constante, sometido a su único peso. En los arcos, refiriéndonos al estado de compresión pura, que determina nuestro sistema, intervienen tres conceptos principales: en primer término, el de formar circuito cerrado con tierra, recibiendo cada estribo la mitad solamente del peso total; en segundo, el rebajamiento adoptado para el arco, que juega un papel primordial en la amplificación de ese peso en estribos y en la amplificación o reducción en la clave, y por último, en el trazado de la fibra media, cuyo papel es complementario del anterior. Interviene además el peso de la superestructura, con un factor de consideración.

Refiriéndonos al rebajamiento de 1:10, la reacción en arranques puede equiparse a la correspondiente a la parábola de segundo grado en la clave, puesto que también se incrementa la sección en aquellos puntos, prescindiendo de la ligera variación del peso por metro lineal. Por otra parte, estimando la superestructura, con la carga permanente y la sobrecarga equivalente, en un 50 por 100 del peso propio del arco para las grandes luces, y en un 100 por 100 para las pequeñas, lo que se asemeja mucho a la realidad, juzgando por los ejemplos estudiados por nosotros,



siendo las primeras las máximas realizables con la fundición y las segundas con el hormigón, podemos afirmar que estas máximas luces vienen dadas por las expresiones siguientes:

$$P \times 2{,}50 \times 1{,}50 \times \frac{L}{2} = P \times \varepsilon \text{ para la fundición y}$$

$$P \times 2{,}50 \times 2 \times \frac{L}{2} = P \times \varepsilon$$ para el hormigón, es decir, que las máximas luces son las estatividades partidas por los coeficientes 1,875 y 2,50 para la fundición y el hormigón respectivamente.

Así el valor correspondiente a la fundición es de 735 metros y al hormigón le corresponde el de 100 metros aproximadamente.

Para el rebajamiento de 1:5, las luces se pueden estimar en el doble de las anteriores, o sean de

200 metros para el hormigón y
1.470 metros para la fundición.

Aún estos valores se podrían sobrepasar extraordinariamente con el empleo de materiales de mayor estatividad, que hoy son fáciles de obtener sin gran coste.

Hemos reseñado en anteriores páginas las mayores luces hasta ahora logradas con los distintos medios de construcción, dejando de citar únicamente los arcos invertidos, que son una forma de los puentes colgados rígidos, como el «Pont Bridge» en Pittsburg (E. U.) que salva un vano de 244 m. de luz, y el más moderno de Mont-Jean sobre el Loira, en el que los cables substituyen a las barras articuladas. Refiriéndonos ahora a los arcos de hormigón, la máxima luz alcanzada hasta nuestros días es la del puente de Saint-Pierre du Vauvray, con arcos de hormigón armado de 131 metros de luz y 25 de flecha, proyecto de M. Freyssinet; anteriormente se había llegado a 122 metros en el de Minneápolis (E. U.), a 100 en el puente del «Risorgimento» sobre el Tiber, en Roma, con 1:10 de rebajamiento y tímpanos armados, que forman parte de la estructura resistente, y a 98,50 en el viaducto de Langwies (Suiza) con 1:3 solamente de rebajamiento; el proyecto del puente de Arstad (Suecia), del ingeniero Linton, no fué aceptado por el jurado, que estimó excesiva la luz del arco (170 m.) en comparación con las hasta entonces alcanzadas, mientras que en Francia, en el año 1914, se empezó la construcción de una bóveda de hormigón en masa de 170 metros de luz y 29,65 de flecha sobre el río Loira, para un puente del



ferrocarril de Balbigny a Regny, cuyos trabajos fueron interrumpidos por aquel tiempo; el mismo Freyssitet proyectó el puente de Villeneuve-Sur Lot construído también con hormigón en masa en los arcos, cuya fibra media es una parábola de 6° grado de 96,25 metros de luz y 14,25 de flecha, y el puente sobre el estuario de Elorn con arcos de hormigón armado, proyectados de 187 y 205 metros de luz.

En España la máxima luz alcanzada en bóvedas de hormigón armado, es la del puente de San Román de Candamo, de 72 m., proyectado por el ingeniero de Caminos Sr. Marquina.

Estima M. Freyssinet que la luz máxima realizable con el hormigón en masa en arcos, es de 340 metros, partiendo de un hormigón de resistencia práctica de 112 kgs. : cm^2. y basándose en los datos de los puentes por él construídos. Anteriormente hemos deducido la cifra de 200 para puentes de nuestro sistema, pero ha de advertirse que operamos con hormigón de 50 kgs. : cm^2. de carga práctica; partiendo, pues de aquella resistencia y refiriéndonos a los rebajamientos con que opera M. Freyssinet, podemos afirmar que con nuestro sistema se podría salvar la luz de 450 metros con el hormigón en masa. La carga de 112 kgs: cm^2 no debe parecer exagerada para un próximo futuro, en que no será costoso obtener resistencias en cubos, a los 90 días, de por encima de 400 kgs: cm^2 y actualmente se ha admitido aquella carga, gracias al empleo del cemento fundido, en un puente de 90 m. de luz y 15,30 de flecha, proyectado por el ingeniero M. Henry Lossier.

Modelo de ensayos y pruebas.—Hacia el mes de Abril del pasado año emprendíamos los estudios de nuestro sistema, como consecuencia de los cuales decidimos la construción de un modelo, que siendo reducción a escala 1:25 de un puente de 500 metros primeramente proyectado por nosotros, pudiera servirnos de comprobación de los resultados a que nos conducía la teoría. Algunas dificultades se encuentran al hacer esta reducción en estructura en las que, como en nuestro caso, interviene principalmente el peso propio; no obstante, hemos procurado ir acumulando las circunstancias desfavorables sobre el modelo de ensayo, a fin de tener en él un criterio seguro de la estabilidad del modelo natural.

En primer lugar los pesos muertos se reducen según los cubos de la escala lineal, lo que incrementa extraordinariamente el valor relativo de las sobrecargas, referidas siempre a la superficie del tablero; esta amplificación hace resaltar más la importancia del factor que tratamos de analizar. Los momentos flectores disminuyen también según el cubo



de la escala lineal, e igualmente los momentos resistentes de las secciones de las piezas de tímpano. No obstante hemos reducido a la mitad la sobrecarga, lo que nos ha permitido disminuir en proporción semejante la cuantía y suprimir los cercos, cuya realización hubiera sido difícil en piezas de tan pequeñas dimensiones.

De la fundición en los arcos del modelo natural hemos pasado a un hormigón muy pobre en arco de ensayos, a fin de conservar la proporción en la forma y peso; resultando de esto que el peso por metro lineal ha disminuído según el cuadrado de la escala, lo mismo que en las piezas de tímpano, lo que ha permitido conservar el primer trazado para la curva funicular. El hormigón empleado tiene una riqueza en cemento de 100 kgs. por metro cúbico y en él admitimos una carga de trabajo de 15 kgs. : cm^2; destacamos de esta manera la ventaja de poderse emplear cualquiera clase de materiales por pobres que sean. Sabido es que con el hormigón armado no se pueden admitir dosificaciones menores de 200 kgs. por metro cúbico, aun cuando el autor ha proyectado unos modelos de tajeas aisladas y en grupos, para caminos vecinales de la provincia de Salamanca, a base de hormigón de 150 kgs., pero la armadura es pequeñísima y la disposición de ella y en total, del conjunto, es tan elemental, que no se requieren precauciones especiales, resultando por otra parte su coste con un 50 por 100 de economía con relación a los modelos corrientes.

Dadas sus pequeñas dimensiones, los distintos elementos no han podido ser ejecutados con los cuidados y perfección exigible en construcciones de esta índole, lo que redunda más en perjuicio del modelo. Así mismo las piezas de tímpano resultaron de extraordinaria delicadeza, causa de una merma notable de su resistencia. Fueron moldeadas aparte y unidas entre sí con mortero de cemento fundido, para rapidez de los trabajos.

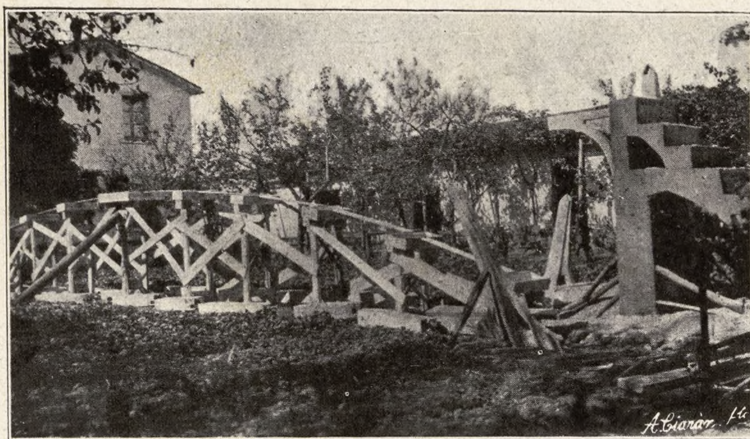
Se emplearon soportes de madera, y los nudos se moldearon juntamente con la colocación de la pieza de tímpano correspondiente.

Se construyó en dos arcos separados, en lugar de bóveda continua, con lo que se acentuaron en él los efectos que se derivan de la consideración de pandeo.

Los arcos tienen un grueso común de 16 cm., y un peralto variable de 24 cm. en la clave a 28 cm. en arranques.

A continuación resumimos algunos detalles del cálculo de este modelo. (fig. 5.ª b')







DOS FASES DE LA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO DE ENSAYO




FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

Luz del arco.......... 20,00 metros.
Flecha...... ...... 2,00 »
Ancho del tablero ..... 0,80 »

	1	2	3	4	5	6	Clave
Longitudes.-Abscisas....	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,50	0,40 m.
Pesos.-Arco kgs.........	162	152	145	139	136	134	67 kgs.
» Tímpanos	250	220	195	186	178	128	»

Peso del semi-arco.. 935 kgs.
» resto de la estructura y mitad de la sobrecarga.......... 1.157 »

Peso total.......................... 2.092 »

que es el valor de la reacción vertical V.

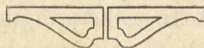




TABLA DE LOS MOMENTOS ISOSTÁTICOS

FUERZAS	MOMENTOS EN LOS NUDOS						
	1	2	3	4	5	6	Clave.
V = 2.092.............	1,60. V.	3,20. V.	4,80. V.	6,40. V.	8. V.	9,60. V.	10. V.
I = 162.............	0,80. I.	2,40. I.	4,00. I.	5,60. I.	7,20. I.	8,80. I.	9,20. I.
1 = 250.............		1,60 x *1*.	3,20 x *1*.	4,80 x *1*.	6,40 x *1*.	8,00 x *1*.	8,40 x *1*.
II = 152.............		0,80. II.	2,40. II.	4,00 II.	5,60. II.	7,20. II.	7,60. II.
2 = 220.............			1,60 x *2*.	3,20 x *2*.	4,80 x *2*.	6,40 x *2*.	6,80 x *2*.
III = 145.............			0,8. III.	2,40. III.	4,0. III.	5,6. III.	6,0. III.
3 = 195.............				1,60 x *3*.	3,20 x *3*.	4,80 x *3*.	5,2 x *3*.
IV = 139.............				0,80. IV.	2,4. IV.	4,0. IV.	4,4. IV.
4 = 186.............					1,60 x *4*.	3,20 x *4*.	3,60 x *4*.
V = 136.............					0,80. V.	2,40. V.	2,80. V.
5 = 178.............						1,60 x *5*.	2,00 x *5*.
VI = 134.............						0,80. VI.	1,2. VI.
6 = 128.............							0,40 x *6*.
Momentos.............	3.217,60	5.784,00	7.960,80	9.295,80	10.118,40	10.537,60	10.582,4 kgs. × m.



Reacción horizontal = 10.582,40 : 2 = 5.291,20 kgs.

» de arranques $= \sqrt{2.092^2 + 5.921,20^2} = 5.700$ kgs.

Considerando la sobrecarga total, la reacción en la clave se eleva a 6.201,20 kgs. y la reacción en arranques a 6.681 kgs., que en las secciones respectivas de 384 y 448 cm^2 dan cargas de trabajo de 16,10 y 15 kgs. : cm.^{2}

Dividiendo los valores hallados para los momentos por el de la reacción horizontal, obtenemos las ordenadas de los distintos puntos. Así:

PUNTOS	ORDENADAS	PUNTOS	ORDENADAS
1..	3.217,60 : X = 0,608	4.	9.295,60 : X = 1,757
2.	5.784,0 : X = 1,093	5.	10.111,84 : X = 1,912
3.	7.960,80 : X = 1,504	6.	10.537,60 : X = 1,991

En los nudos, consideramos el peso de las piezas de tímpano con sus refuerzos y arriostramientos, y la parte correspondiente del tablero con su sobrecarga, calculada a razón de 150 kgs.: m^2., mitad de la admitida para el modelo; por último, sumamos también el peso de los macizos que sirven de unión entre ambos arcos. Por estas circunstancias, el peso propio del arco resulta aminorado en comparación con el resto de las cargas.

De haber construído *ad hoc* el puente para esa anchura y esa sobrecarga, partiendo de una carga práctica para el hormigón del arco, de 50 kgs.: cm^2, hubiera sido suficiente una bóveda de 3 cm. de espesor útil en el ancho de 48 centímetros y las piezas de tímpano igualmente de 3 cm. de grueso, con sus refuerzos y arriostramientos.

A pesar de esta acumulación de circunstancias perjudiciales sobre el modelo de ensayo, a las que debe sumarse aun la poca habilidad del constructor, las pruebas sobre este modelo dieron excelentes resultados, comprobándose además la perfecta flexibilidad del arco bajo la acción de las causas naturales, pues se puso en carga automáticamente al elevarse la temperatura, demostrándose, por la observación de los soportes de sustentación previa, que estos se hallaban descargados, fenóme-



no que se hubiera hecho más fácilmente comprobable de tratarse de un modelo de grandes dimensiones y de una variación considerable de temperatura; los soportes metálicos hubieran acompañado el arco, mientras que la madera tiene una dilatación que puede estimarse en la tercera parte de la del hierro o el hormigón.

Ventajas principales del sistema.—1.° Obtención de la máxima economía, en cuanto que se aprovecha íntegramente la resistencia del material, quedando constituída la bóveda de una sucesión curvilínea de pies derechos. Las piezas de tímpano son de igual resistencia en ambas direcciones, sirven al mismo tiempo para la sustentación del tablero, e igualmente este contribuye a la resistencia del conjunto. Se pueden emplear materiales muy económicos como el hormigón pobre o la fundición, cuyo moldeo es sencillísimo por componerse de numerosos elementos iguales.

En los casos corrientes, la fundición no puede admitir cargas considerables de trabajo por su pequeño coeficiente de elasticidad, mientras que en nuestra bóveda la fundición sufre los acortamientos elásticos correspondientes a los pesos muertos, que en los casos de su empleo son los predominantes, de una parte por igual en todos sus puntos, por hallarse cargada como un pie derecho entre las superficies de asientos de las rótulas y de la otra preventiva y libremente, es decir, sin provocar efecto pertubador alguno en el resto de la estructura. La fundición tal como se emplea en nuestro sistema no se puede emplear en ningún otro. Para dar idea de la enorme economía bastará con decir que una luz de 100 metros y 1:10 de rebajamiento se puede salvar con una bóveda de hormigón en masa de 50 centímetros de grueso y una de 600 metros de luz con espesor útil de fundición de 1 metro.

2.ª Realización de las máximas luces posibles.—Esta ventaja ha quedado bien demostrada con todo lo anteriormente expuesto. Con los materiales a que nos venimos refiriendo, se pueden lograr todas las luces prácticamente exigibles en la capacidad constructiva de nuestra época, pero aun se podría echar mano de fundiciones especiales o de aceros de extraordinaria estatividad. Nuestro sistema puede salvar las mismas luces que el puente colgado, pero es más económico, más rígido y de más fácil conservación.

Los hilos que constituyen los cables de un puente colgado vienen a ser lo que en nuestro sistema los tubos de fundición, pero aquí trabajan en perfecto paralelismo, y siempre el esfuerzo de compresión ofrece más



garantías que el de tracción, máxime hallándose el material tan eficazmente protegido; los hilos tienen una longitud limitada por llevarse en rollos de unos 60 kilogramos, de aquí la necesidad de uniones con manguito, mientras que en nuestro arco, los tubos, de seis o siete metros, por ejemplo, de longitud, se unen por simple yuxtaposición de sus extremos. En el cable existen flexiones, sobre todo en el apoyo sobre los pilares, mientras que en nuestro sistema las flexiones están localizadas en determinadas secciones, que son las de las rótulas, y el apoyo es además directo. Existen en cambio acciones horizontales en los estribos y la estructura depende más de estos, pero aun así nuestro sistema no exige, como en los arcos ordinarios, la rigidez absoluta de sus apoyos, pues el juego de las rótulas, juntamente con la flexibilidad y dilatabilidad horizontal del aparato sustentador y de rigidez, permite ligeros desplazamientos horizontales. En conjunto la disposición es más sencilla y la construcción menos delicada.

3.ª Facilidad de construcción, por no exigir el empleo de cimbras y por quedar reducidos los elementos auxiliares, soportes o cables, a su menor importancia, por poderse fraccionar la estructura en tantas cuantas partes sean precisas sin menoscabo alguno de su esencia. Además todas las piezas integrantes son iguales; rótulas, tubos de fundición, etcetera. Por otra parte, estando perfectamente definida la fibra media del arco, por tener una situación puntual y una magnitud conocida todas las fuerzas que sobre ella actúan, es susceptible de rectificación, como ya se ha anotado, en el período constructivo, gracias al juego de las rótulas, hasta dibujar el funicular perfecto, calculado con sencillez, rigor y precisión; de manera que el trabajo de el material no solo es uniforme en cada sección, sino que es igual en todas ellas a la carga práctica y ya indicamos en la primera parte que el arco funicular del peso propio, al fijar luces y flechas, no admite que estas sean arbitrarias, sopena de sacrificar la igual resistencia, puesto que el peralto ha de ser progresivamente continuo de la clave a los arranques; en nuestro arco juega papel importante el aparato de la estabilidad que además disminuye, como se ha expuesto, los valores de las reacciones, máxime disponiendo, por si esto fuera poco, de un segundo factor, que es la proporción entre hormigón y fundición, para darle la figura estética deseable sin desaprovechar un átomo de materia.

Otras ventajas podríamos sumar a las ya enumeradas; así, por ejemplo, entendemos ser feliz la disposición en tubos no solo por las razo-



nes que se han expuesto, realizando una sección del peralto conveniente sin moldeos complicados, sino que además aumenta la inercia térmica del conjunto, y esto que en nuestro caso no tiene gran repercusión por amoldarse el arco a los cambios de temperatura, es digno de ser anotado, así como también la anulación de las fatigas parásitas, puesto que todas las fibras de la sección se halla igualmente comprimidas, como entre dos planchas que son las superficies de asiento de las rótulas, y no existen tampoco los efectos de retracciones de fraguado, que tanto pavor inspiran en los arcos corrientes y que obliga a construirlos en trozos y a tomar otras precauciones.

Por no incurrir en repeticiones no transcribimos aquí otras ventajas, que habrán sido anotadas por el lector en las anteriores páginas.

Y con esto llegamos al fin de nuestra tarea. «Con fe y sin miedo», que diría el poeta, ofrecemos este trabajo a la pública consideración, dando por bien empleados todos nuestros desvelos si con ello logramos aportar un grano de arena, siquiera sea infinitésimo, al progreso de la ciencia de la construcción en el mundo.

Madrid, 1.º de Enero de 1928.

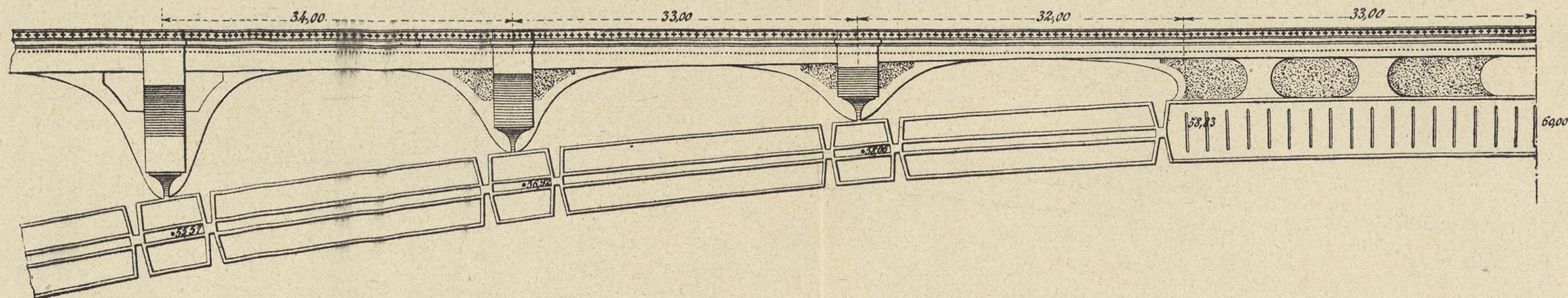
F. Gallego Herrera.

INGENIERO DE CAMINOS



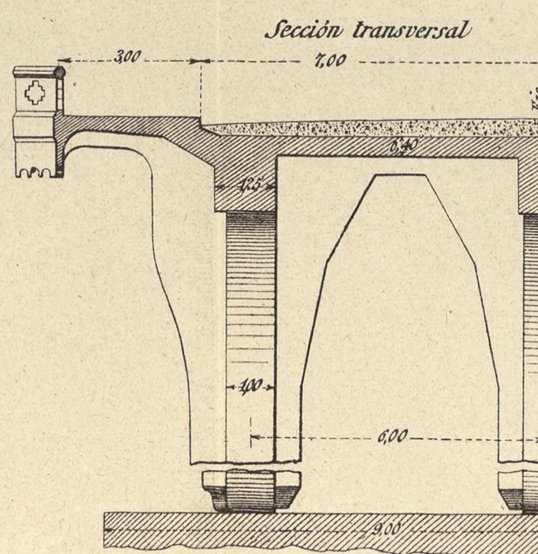






ARCO DE 600 M. DE LUZ

— Detalle de la parte central —







18,00

0,400

TUBOS DE FUNDICIÓN DE 400 MM
DE DIAMETRO.

6,00

MODELO DE 500 M. DE LUZ Y DE $\frac{1}{10}$ DE REBAJAMIENTO CONSTRUIDO A ESCALA $\frac{1}{25}$ PARA ENSAYOS.

